

ARMIRTER BETON.

1916. JANUAR.

INHALT

Neue Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton. Von Geh. Rat Professor M. Foerster in Dresden. S. 1.

Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur-Arosa. Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie. (Fortsetzung von S. 296, 1915). S. 10.

Die Wirkung der Querbewehrung in Eisenbetonsäulen. Von Regierungsbaumeister H. Amos, Hohendölzchen vor Dresden. S. 22.

Tabellen zur schnellen Ermittlung der Momente kontinuierlicher Träger bei Belastung in den Viertelpunkten. Von Dipl.-Ing. Fritz Baltrusch, Langfuhr. S. 28.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober (Dresden). S. 30.

Wirtschaftliche Rundschau: Unverdeckte Gruben auf Baustellen begründen dann keine Haftpflicht, wenn jemand nachts die Baustelle betritt und hierbei zu Schaden kommt. S. 32.

NEUE BESTIMMUNGEN FÜR AUSFÜHRUNG VON BAUWERKEN AUS EISENBETON.

(Aufgestellt vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton, Oktober 1915).*)

Neue Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton — verfasst vom Deutschen Ausschuss — sind z. Z. den Bundesstaatsregierungen vorgelegt worden mit der Bitte um Prüfung und ihre allgemeine amtliche Einführung. Bei der großen Bedeutung, welche die Eisenbetonbauweise in den letzten Jahrzehnten erlangt hat und in fortschreitender Anwendung in der kommenden Zeit in noch immer bedeutenderem Maße gewinnen dürfte, haben naturgemäß Bestimmungen, wie die neu in Vorschlag gebrachten, den Anspruch auf das allgemeinste Interesse der Fachwelt, und in diesem Sinne zu Aussprachen über sie anzuregen ist z. T. der Zweck auch dieser Besprechung. Deshalb wird auch der Armirte Beton willig seine Spalten den Fachgenossen zu Meinungsäußerungen über diese neuen Bestimmungen zur Verfügung stellen. —

Die neuen Vorschläge schließen sich in der Hauptsache an die bisher erlassenen preussischen Bestimmungen, im besonderen an die aus dem Jahre 1907 an, berücksichtigen aber naturgemäß einerseits die vielseitigen Schlussfolgerungen und Erfahrungen, welche die ausgedehnten grundlegenden Versuche des 1908 gegründeten Deutschen Ausschusses für Eisenbeton gezeitigt haben, wie sie sich andererseits an die Fülle der praktischen Erfahrungen im Baubetriebe und die vielgestaltigen wissenschaftlichen Aussprachen in Wort und Schrift der letzten Jahre anlehnen.

Nach ihrer äußeren Ausgestaltung zerfallen die neuen Bestimmungen in 2 Hauptteile, in einen ersten Teil: „Allgemeine Vorschriften“ und

in einen zweiten, der „Leitsätze für die statische Berechnung“ bringt. Der den 1907er Vorschriften angegliederte dritte Teil, Rechnungsbeispiele enthaltend, ist diesmal entfallen, da man ihn bei der heut allgemein verbreiteten und in einer ausgedehnten Literatur zugänglichen Berechnungsart des Verbundbaues voraussichtlich — und mit Recht — für entbehrlich erachtet haben dürfte.

Teil I — **Allgemeine Vorschriften** — behandelt in 13 Paragraphen den Geltungsbereich, die Bauvorlagen, den vorläufigen Festigkeitsnachweis, die Bauleitung, die Baustoffe, die Zubereitung der Betonmasse, die Verarbeitung der Betonmasse, das Betonieren bei Frost, das Einbringen des Eisens, die Herstellung der Schalungen, Schalungsfristen und Ausschalen, Prüfung während der Ausführung, Probelastungen und endlich Anzeigen an die Baupolizeibehörde.

Als besonders wertvoll seien aus diesen, tatsächlich das ganze Gebiet des Verbundbaues, soweit seine praktische Seite in Frage kommt, behandelnden Bestimmungen die nachfolgenden herausgehoben:

Als **Bauvorlagen** (§ 2) sind zur baupolizeilichen Prüfung Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, die die Gesamtanordnung, die Belastungsannahmen, die Querschnitte der einzelnen Teile, die genaue Gestalt und Lage der Eiseinlagen, die Bewegungsfugen u. dgl. erkennen lassen und weiter Auskunft über die Baumaterialien, ihr Mischungsverhältnis, die zu gewährleistende Druckfestigkeit (150 bzw. 180 kg/qcm nach 28 bzw. 45 Tagen) geben; auch sind auf Wunsch Proben der Baustoffe beizufügen. Bei noch nicht er-

*) Berlin 1915. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn. Preis geheftet 0,50 M.

probten Bauweisen steht der Behörde die Forderung von Probeausführungen und Belastungsversuchen frei.

Die Vorlagen sind nicht nur von dem Bauherrn und Entwurfsverfasser, sondern vor dem Beginne der Arbeiten auch von dem Unternehmer dieser zu unterschreiben. Hiermit wird in sehr erwünschter Weise die Verantwortlichkeit für den Bau und die auszuführenden Entwürfe auch dem letzteren mit übertragen und dem Rechnung gezollt, daß — wie eine allgemeine Vorbemerkung zu den Bestimmungen auch besagt — Bauleitung und Ausführung von Eisenbetonbauten eine gründliche Kenntnis dieser Bauweise erfordern und daher der Bauherr nur solche Unternehmer hiermit betrauen darf, die diese Kenntnis und eine sorgfältige Ausführung gewährleisten. In demselben Sinne ist auch (§ 4) vorgeschrieben, daß der Name des verantwortlichen Bauleiters und seines für die betreffende Baustelle zu bestimmenden örtlichen Vertreters der Baupolizeibehörde bei Beginn der Bauarbeiten anzugeben, auch jeder Wechsel sofort mitzuteilen ist. Ferner muß während der ganzen Dauer der Bauausführung entweder der verantwortliche Bauleiter oder sein Vertreter auf der Baustelle anwesend sein.

Erheblich schärfer und eingehender gegen früher sind die Vorschriften über die **Baustoffe** (§ 5) gefaßt. Als Zement darf nur normalbindender Portland- oder Eisenportlandzement, den deutschen Normen entsprechend, verwendet werden. Durch wiederholte Abbindeproben auf der Baustelle ist dauernd nachzuweisen, daß die Abbindezeit keinen Wechsel erfahren hat, also zu zeigen, daß kein raschbindender Zement verwendet wird.

Sand, Kies, Grus und Steinschlag sollen möglichst gemischkörnig sein; falls der Beton dem Feuer widerstehen soll, ist auch auf die Feuerbeständigkeit der Zuschlagstoffe zu achten. Das Korn der Zuschlagstoffe ist so zu halten, daß die Hohlräume des Gemisches möglichst gering werden; die größten Teile müssen sich zwischen den Eiseneinlagen und diesen sowie der Schalung gut hindurchbringen lassen. Das als Einlage zu verwendende Eisen ist an die Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl, aufgestellt vom Verein Deutscher Eisenhüttenleute 1911, gebunden und ist ihnen entsprechend zu prüfen. Die Kaltbiegeprobe soll i. d. R. auf jeder Baustelle durchgeführt werden; dabei muß der lichte Durchmesser der Schleife an der Biegestelle gleich dem Durchmesser des zu prüfenden Rund Eisens — bei Flacheisen gleich dessen Stärke — sein, ohne daß auf der Zugseite Risse entstehen. Für Bauteile, die besonders ungünstigen, rechnerisch nicht faßbaren Beanspruchungen ausgesetzt sind, kann die Baupolizeibehörde bei Prüfung der Bauvorlagen ausnahmsweise eine Zug-

prüfung verlangen, wobei die normalen Mindestzahlen (3700 kg/qcm Zugfestigkeit, 20 v. H. Bruchdehnung) eingehalten werden müssen.

Im Abschnitt „**Zubereitung der Betonmasse**“ (§ 6) ist bemerkenswert, daß der Zement nach Gewicht zu bemessen ist, daß ferner ein durchaus dichter Beton, der allein eine rost sichere Umhüllung der Eiseneinlagen sichert, gefordert wird und daß dieser Eigenschaft von einer Betonmischung entsprochen wird, die zum mindesten $\frac{1}{2}$ cbm Mörtel auf ein cbm Beton enthält. Soweit der Nachweis einer Druckfestigkeit des Betons von 150 bzw. 180 kg/qcm nicht erbracht ist, steht es der Baupolizeibehörde frei, die Mindestmenge von Zement auf 1 cbm Beton vorzuschreiben. Ferner wird hier darauf verwiesen, daß zur Erreichung der vorgesehenen Festigkeit auch ein richtiges Verhältnis zwischen der Menge des Anmachewassers und der Zementmenge vorhanden und letztere um so höher sein muß, je feuchter die Betonmasse gemacht wird.

Weiter sind Bestimmungen über die Mischung des Betons von Hand aus und durch Maschinen gegeben; durch sie wird gefordert, daß bei größeren Bauausführungen die Mischung durch geeignete Maschinen durchgeführt werden muß.

Bezüglich der **Verarbeitung der Betonmasse** (§ 7) ist zunächst die allgemeine Regel gegeben, den Beton frisch zu verwenden; nur in Ausnahmefällen darf der Beton einige Zeit unverarbeitet liegen, und zwar bei warmer Witterung höchstens 1, bei feuchtem, kühlem Wetter 2 Stunden, naturgemäß aber unter Schutz vor Witterungseinflüssen. Die Massen sind nacheinander so zeitig einzubringen, daß sie untereinander ausreichend fest binden; deshalb sind auch bei Plattenbalken Steg und Platte in einem Arbeitsvorgange zu betonieren, soweit es die Abmessungen der Bauteile zulassen. Zur guten und dichten Umhüllung der Eisen ist weicher oder flüssiger Beton der geeigneteren; erdfeuchter, ausnahmsweise zu verwendender Beton, ist in Schichten von höchstens 15 cm Stärke zu stampfen.

Das Betonieren bei Frost (§ 8) darf nur bis zu -3° C. an der Baustelle betrieben werden, wenn in geeigneter Weise gesorgt wird, daß der Frost keinen Schaden bringt.

Das Einbringen der Eisen (§ 9) hat die richtige Lage der Eisen sowie eine gute Verknüpfung der durchlaufenden Zug- oder Druckeisen mit Verteilungseisen und Bügeln sicherzustellen. In Plattenbalken sind stets Bügel anzuordnen. Die Zugeisen sind an ihren Enden mit runden oder spitzwinkligen Haken zu versehen, deren lichter Durchmesser mindestens gleich dem 2,5fachen des Eisendurchmessers ist. Der lichte Krümmungshalbmesser von abgelenkten Eisen muß das 10—15fache des Eisendurchmessers be-

tragen. Der lichte Abstand der Eisen voneinander soll nach jeder Richtung mindestens gleich dem Eisendurchmesser, aber nicht kleiner als 2 cm sein.

Wenn sich geringere Abstände nicht vermeiden lassen, so muß durch einen feinen und fetten Mörtel für eine dichte Umhüllung der einzelnen Eisen gesorgt sein.

Die Betondeckung der Eisen an der Unterseite von Platten soll mindestens 1 cm, die der Bügel an Rippen und bei Säulen wenigstens 1,5 cm, bei Bauten im Freien 2 cm betragen. Das Einschlännen der Eisen mit Zementbrei darf nur unmittelbar vor dem Einbetonieren ausgeführt werden, weil — wie mit Recht besonders hervorgehoben wird — ein angetrockneter Zementmantel den Verbund zwischen Eisen und Beton stört.

Sehr ausführlich wird auf die **Herstellung der Schalungen** (§ 10) eingegangen; hier werden im besonderen Bestimmungen gegeben über die Vorrichtungen zum Ausrüsten, deren Handhabung, den Stoß der Unterstützungshölzer, deren Unterbau, über „Notstützen“, über die Anbringung von Reinigungsöffnungen bei Säulenschalungen usw.

Im Abschnitte **Schalungsfristen und Ausschalungen** (§ 11) wird bestimmt, daß die Beseitigung der Schalung und Stützung — mit Ausnahme der Notstützen — nicht eher vorgenommen werden darf, als bis der verantwortliche Bauleiter durch die Untersuchung des Bauteils sich von der ausreichenden Erhärtung des Betons und der Tragfähigkeit des Bauteils überzeugt und die Ausschalung angeordnet hat.

Bei günstiger Witterung darf die seitliche Schalung der Balken und die Einschalung der Stützen oder Pfeiler nicht vor 3 Tagen, die Schalung von Deckenplatten nicht vor 8 Tagen, die Stützung der Balken und weitgespannten Deckenplatten nicht vor Ablauf von 3 Wochen beseitigt werden. Bei großen Stützweiten und Abmessungen sind u. U. die Fristen bis zu 6 Wochen zu verlängern. Notstützen sollen nach der Ausschalung noch wenigstens 2 Wochen erhalten bleiben.

Über den Gang der Arbeiten ist ein Tagebuch zu führen.

Eine **Prüfung während der Ausführung und Probebelastungen** (§ 12) kann die Baupolizeibehörde verlangen, und zwar kann sie einerseits die Prüfung von Probewürfeln, die vom Unternehmer auf der Baustelle herzustellen sind, fordern und andererseits Probebelastungen, die jedoch auf den unbedingt notwendigen Umfang zu beschränken und nicht vor 45 tägiger Erhärtung des Betons vorzunehmen sind, veranlassen. Diese Belastungen sind nur in ganz besonderen Fällen bis zum Bruch durchzuführen, „wenn es ohne Schädigung des Bauwerks möglich ist“, und bei Deckenfeldern

mit höchstens der 1,5fachen Nutzlast, bei Belastung von 1000 kg/qm aber zweckmäßig nur mit der einfachen Nutzlast zu bewirken. Probebelastungen von Brückenbauten und anderen Bauten, bei denen das Auftreten sichtbarer Risse in der Betonzugzone vermieden werden soll, sind nur die wirklichen, der Rechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten aufzubringen. Die Probelast muß mindestens 12 Stunden liegen bleiben, danach ist erst die größte Durchbiegung zu messen. Die bleibende Durchbiegung ist frühestens 12 Stunden nach Beseitigung der Probelast festzustellen. Mit Recht ist davon abgesehen worden, bestimmt innezuhaltende Durchbiegungsgrößen zu verlangen, da dies Gebiet noch nicht ausreichend geklärt ist. Verlangt ist deshalb nur, daß die bleibende Durchbiegung höchstens $\frac{1}{4}$ der gemessenen gesamten Durchbiegung sein darf.

Bezüglich der **Anzeigepflicht an die Behörde** (§ 13) endlich ist vorgeschrieben, daß Anzeige zu machen ist vom Beginne der Betonarbeiten, bei Hochbauten in jedem einzelnen Geschosse von der beabsichtigten Ausrüstung, vor Wiederbeginn nach längerer Frostunterbrechung. Die Anzeigen sind spätestens 48 Stunden vor Beginn der Arbeiten zu erstatten.

Wie schon die kurzen obigen Darlegungen erkennen lassen dürften, umfaßt Teil I der neuen Bestimmungen alle Grundzüge der Praxis des Verbundbaus, ohne weniger wichtige Einzelheiten einzubegreifen. Die Bestimmungen werden in ihrer Klarheit, Einfachheit und hervorragenden Anpassung an die Praxis in gleicher Weise der kontrollierenden Baubehörde wie dem ausführenden Unternehmer willkommen sein. Auch beseitigen sie manche Härten, die den alten Bestimmungen vom Jahre 1907 anhafteten, und geben dem Verbundbau eine erweiterte Möglichkeit, mit anderen Bauarten erfolgreich in Wettbewerb zu treten.

Teil II befaßt sich mit den **Leitsätzen für die statische Berechnung** und behandelt nacheinander: Belastungsannahmen, den Einfluß der Wärmeschwankungen und des Schwindens, die Ermittlung der äußeren und inneren Kräfte, und die zulässigen Spannungen.

Bezüglich der **Belastungsannahmen** (§ 14) werden die Verbundbauten den anderen Bauten durchaus gleichgestellt und die für diese geltenden Belastungszahlen auch auf den Eisenbeton erstreckt, und zwar sowohl im Hoch- wie im Ingenieurbau. Hierin liegt ohne Frage eine große Vereinfachung für alle Kreise.

Bezüglich der **Wärmeschwankungen** (§ 15) wird bestimmt, daß sie für gewöhnliche Hochbauten außer Betracht bleiben können und es

hier im allgemeinen genügt, Schwindfugen in Abständen von 30—40 m. anzuordnen. Das wird sich auch i. d. R. leicht ermöglichen lassen und namentlich bei Heranziehung von Gelenkträgern, deren Anwendung im Ingenieurverbundbau nunmehr schon geläufig ist, konstruktiv keinen besonderen Schwierigkeiten begegnen. Hingegen muß bei rahmen- und bogenförmigen Tragwerken von großen Spannweiten, sowie allgemein bei Ingenieurbauten, der Wärmeeinfluß berücksichtigt werden, wenn durch ihn innere Spannungen entstehen — also vorwiegend bei statisch unbestimmten Systemen. Dem Umstande, daß der Beton ein ziemlich „wärmeträges“ Material ist und die Fortpflanzung der Wärme nicht unerhebliche Zeit verlangt, wird bei den neuen Bestimmungen dadurch Rechnung getragen, daß — unter Annahme einer mittleren Jahreswärme beim Betonieren — nur mit einem Wärmeunterschiede von $\pm 15^{\circ}\text{C}$ zu rechnen ist. Eine Verschärfung dieser Bestimmung ist dann aber wieder dadurch bedingt, daß der Einfluß des Schwindens des Betons an der Luft zu berücksichtigen ist und daß diese Wirkung einem Wärmeabfall von 15° gleich zu achten ist. Rechnet man also z. B. mit einer Herstellungstemperatur des Bauwerks von $+10^{\circ}\text{C}$, so sind die Temperaturgrenzen, einschließlich der Schwindwirkung, $+25^{\circ}\text{C}$ und $-(5+15) = -20^{\circ}\text{C}$; also ist der gesamte Temperaturunterschied 45°C . Dies dürfte im besonderen bei Bögen und Rahmen mit starken Querschnitten eine nicht unerhebliche Spannungsvermehrung, u. U. auch Querschnittsverstärkung zur Folge haben!

Bei Tragwerken, deren geringste Abmessung 70 cm oder mehr beträgt, sowie bei solchen, welche durch Überschüttung u. dgl. vor stärkerer Wärmebeeinflussung geschützt sind, dürfen die Wärmeschwankungen mit $\pm 10^{\circ}\text{C}$ in Rechnung gestellt werden.

In sehr zweckmäßiger Weise ist für die Wärmeausdehnungszahl der Wert 0,000 010 (anstatt des bisher meist üblichen vor 0,000 012) vorgeschrieben, fußend auf den Versuchen des Lichteifelder Materialprüfungs-Amtes (Heft 23 der Mitt. d. Deutsch. Aussch. für Eisenbeton).

Bei dem Abschnitte „Ermittlung der äußeren Kräfte“ (§ 16) ist zunächst die Bestimmung neu, daß bei Ermittlung statisch unbestimmter Größen sowie der elastischen Formänderungen der Tragwerke der Beton auch in der Zugzone mitgerechnet und für $n = \frac{E_c}{E_b}$ der Wert 10 — wie ihn schon lange die Bestimmungen der Berliner Eisenbahndirektion und verschiedenste Fachmänner empfohlen — zu nehmen, also mit $E_b = 210\,000\text{ kg/qcm}$ zu rechnen ist. Auch kann für die Ermittlung der äußeren Kräfte (Einspannungsmoment und Auflagerkräfte) i. d. R. unter Ver-

nachlässigung der Eiseneinlagen mit unverändertem Trägheitsmoment gerechnet werden.

Die Bestimmungen über die Bemessung der Stützweiten von Platten und Balken sind im allgemeinen die gleichen wie früher; nur ist neu hinzugekommen, daß bei außerordentlich großen Auflagerlängen die Stützweite gleich der um 5% vergrößerten Lichtweite zu wählen ist — eine Bestimmung, die allerdings einer mehr oder weniger willkürlichen Anwendung und Auslegung namentlich im Ingenieurbau ausgesetzt sein dürfte, deren Notwendigkeit sich auch nicht ohne weiteres überblicken läßt. Bei durchgehenden Platten und Balken gilt als Stützweite die Entfernung zwischen den Stützenmitten. Ist bei Hochbauten die Breite der Mittelstütze größer oder gleich als $\frac{1}{5}$ der Stockwerkshöhe, so sind die Balken an diesen Stützen als voll eingespannt anzusehen, vorausgesetzt, daß die Balken entweder mit der Stütze biegefest verbunden sind, oder daß eine entsprechende Auflast vorhanden ist. Auch hier ist für die Stützweite die um 5% vergrößerte Lichtweite zu rechnen. Legt man Stockwerkshöhen, deren funktionale Hereinbeziehung allerdings nicht einleuchtet, von 3,50—6,00 m zugrunde, so werden von dieser Bestimmung Stützen bzw. Zwischenmauerbreiten von 0,7—1,20 m Breite getroffen. Dabei dürfte stillschweigend, wie sich wenigstens aus der beigelegten Skizze schließen läßt, angenommen sein, daß es sich bei der „Stützenbreite“ nicht um „verbreiterte Säulenköpfe“ handelt, da es sonst durch eine derartige, bei starker Ausladung sogar unkonstruktive Ausgestaltung leicht ermöglicht sein würde, in unrechtmäßiger Weise die Biegemomente und Querschnitte der Balken niedrig zu wählen; hier wäre demgemäß eine etwas schärfere Fassung der Vorschriften am Platze.

Bei durchgehenden Balken kann zur Aufnahme des Stützmomentes die durch Verlängerung der flachen Balkenschrägen bis zur Stützenmitte sich ergebende Balkenhöhe als wirksam angenommen werden, wenn die Schrägung nicht steiler als 1:3 verläuft und das Maß ihrer Ausladung so gewählt ist, daß der Momenten-Nullpunkt außerhalb der Schräge zu liegen kommt.

In fester Verbindung mit ihren Verbundstützen stehende Balken sind — im besonderen bei Brücken- u. dgl. Bauten — auf Verlangen auf Biegung nachzurechnen; bei Endstützen ist, wenn eine genaue Berechnung auf Rahmenwirkung nicht vorliegt, wenigstens ein solches Biegemoment zu berücksichtigen, das ein Drittel des Moments im Endfeld bei freier Auflagerung des Balkens über der Endstütze ist.

Auch wenn freie Auflagerung der durchgehenden Balken über dem Mauerwerk angenommen wird, muß gleichwohl durch obere Eiseneinlagen und einen ausreichenden unterseitigen Betonquer-

schnitt der immerhin konstruktiv vorhandenen Einspannung Rechnung getragen werden.

Bei der statischen Berechnung durchgehender Tragwerke ist stets die ungünstigste Stellung der Nutzlast zugrunde zu legen und das aufwärts biegende Moment in Feldmitte zu berücksichtigen. Bei nur ständiger Belastung und gleicher Feldweite ist das Mittelmoment nicht unter $\frac{p l^2}{24}$ zu nehmen. Für die durchgehenden Platten von Rippenbalken findet bei annähernd gleicher Rippenentfernung ein Moment von $\frac{p l^2}{14}$ in den Mittelfeldern

Anwendung, während für das Endfeld $\frac{p l^2}{11}$ vorgeschrieben ist, unter l hier den Abstand der Rippen verstanden. Bei wesentlich verschiedenen Feldweiten sind die Gesetze des durchgehenden Trägers unter Berücksichtigung gefährlichster Lastlagen anzuwenden.

Verstärkungen von Deckenplatten durch Schrägen sind nur insoweit für die Querschnitte an der Stütze in Rechnung zu stellen, als sie nicht steiler als 1:3 geneigt sind.

In allen diesen letzteren Bestimmungen liegt gegenüber den früheren ohne Frage eine erhebliche Verbesserung, tragen sie doch dem bisher nicht in ausreichender Weise beachteten Umstand Rechnung, daß die kontinuierlich durchgeführten Balken und Platten — namentlich die letzteren bei Plattenbalken — monolithisch mit ihren Stützen verbunden und mehr oder weniger vollkommen eingespannt sind.

Wird eine Betonierungsart bei Plattenbalken, wie sie vorstehend in Teil I erwähnt wurde, tatsächlich innegehalten, und hier der Anschluß zwischen Platte und Rippe zudem noch mit Schrägen verstärkt, so könnte sogar von einer vollkommenen Einspannung gesprochen und das

Mittelmoment bis zu $\frac{p l^2}{24}$ herabgesetzt werden.

Auf Grund der Versuche von v. Bach gegründet, sind gegenüber den bisher ziemlich willkürlich gewählten Maßen für die statisch wirksame Platte eines Rippenbalkens in die neuen Bestimmungen Vorschriften aufgenommen, welche dieses grundlegende Maß „ b “ von einer Anzahl anderer Abmessungsgrößen abhängig machen und zwar: von der Breite der Rippe „ b_0 “ ($b \leq 8 b_0$), der Plattendicke „ d “ ($b \leq 16 d$), der Trägerhöhe einschließlich Platte „ h “ ($b \leq 4,0 h$), von der Feldweite „ l “ ($b \leq l$), vorausgesetzt eine symmetrische Gestalt des gesamten Plattenbalkens; bei einseitigen Plattenbalken ist, von der Rippenachse ab gemessen, die Plattenbreite zu nehmen zu: $3 b_0$ bzw. $6 d$ bzw. $1,5 h$. Die kleinsten der sich aus diesen Beziehungen ergebenden Werte sind für die Rechnung zu wählen.

Liegen die Deckeneisen gleichlaufend mit den Rippen, so sind zur Sicherung der statischen Mitwirkung der Platten zum T-Querschnitte in obigem Sinne zum mindesten 8 Eisen 7 mm stark auf 1 m Balkenlänge anzuordnen.

Die wirksame Höhe (Abstand der äußersten Betonfaser vom Mittelpunkt der Zugeisen) soll bei Balken, Rippendecken usw. $\frac{1}{30}$, bei Platten $\frac{1}{27}$ der Stützweite nicht unterschreiten; hierbei gilt bei durchlaufenden Platten als Stützweite die „größte Entfernung der Momenten-Nullpunkte“. Setzt man in letzterem Falle eine gleichmäßige Belastung voraus, so liegen bei gleicher Stützenentfernung (1) die Momentennullpunkte um rd. 0,275 l von der Stütze, gegenseitig also um rd. 0,45 l entfernt, demgemäß ergibt sich die statische Plattenhöhe (h') in bezug auf die Stützenentfernung zu:

$$h' \geq \frac{1}{27} \cdot 0,45 l \geq \frac{5}{300} l \geq \frac{1}{60} l.$$

Ist überall, wie weiter verlangt wird, die Platte mindestens 8 cm stark zu machen, so folgt zugleich, daß die geringste Stützweite bei durchgehender Platte, innerhalb der die obige Regel anwendbar ist, $l = 60 \cdot 8 = 480$ cm beträgt. Ganz abgesehen davon, daß derartige Stützweiten nur selten vorkommen, werden sie auch stets größere Stärke als 8 cm verlangen. Die oben angeführte Bestimmung erscheint deshalb zum mindesten überflüssig.

Ringsum aufliegende rechtwinkelige Platten mit gekreuzten Eiseinlagen sind, wenn nicht nach genaueren Verfahren gerechnet werden soll, bei gleichmäßig verteilter Last „ p “ und bei Längen = a und b belastet anzunehmen

$$\text{für die Stützweite } a \text{ mit } p_a = \frac{b^4}{a^4 + b^4},$$

$$\text{für die Stützweite } b \text{ mit } p_b = \frac{a^4}{a^4 + b^4}.$$

Mit diesen, auf den v. Bach'schen Versuchen aufgebauten Belastungswerten ist die Berechnung nach den Regeln durchzuführen, welche die Art der Auflagerung erfordert.

In den bisher geltenden Bestimmungen war es, falls $a \leq 1,5 b$ war, gestattet, mit einem Momente in Richtung $b = \frac{p l^2}{12}$ zu rechnen. Nimmt man freie Auflage der Platte bzw. vollkommene Einspannung an, so wird nach den neuen Bestimmungen das Moment (bei $a = 1,5 b$) in der Mitte:

$$M = \text{rd. } \frac{5}{6} p \frac{l^2}{8} \text{ bzw. } = \frac{5}{6} p \frac{l^2}{24}, \text{ d. h.}$$

$$= \text{rd. } \frac{1}{10} p l^2 \text{ bzw. } = \frac{1}{30} p l^2.$$

Wird $a = 2b$, so wird ebenso:

$$M = \frac{2}{17} p l^2 \text{ bzw. } = \frac{1}{25} p l^2.$$

Es zeigt sich mithin, daß gegenüber der früheren einfacheren Bestimmung ($\frac{p l^2}{12}$) kein Vorteil erreicht ist und — wie naturgemäß — die Momentengröße mit zunehmendem Unterschiede in den Plattenabmessungen immer mehr dem Moment für einseitige Auflagerung auf den längeren Seiten nahe kommt. Es dürfte sich im Interesse der Vereinfachung des Rechnungsganges empfehlen, die alte Fassung wieder aufzunehmen oder sie doch wenigstens als „erlaubt“ offen zu lassen.

Die frühere Bestimmung, daß die Plattendicke stets zum mindesten auf 8 cm zu bringen sei, ist für Dachplatten und untergehängte, nicht belastete Decken, sowie für fabrikmäßig hergestellte, fertig verlegte Verbundplatten aufgehoben, was als ein erheblicher Fortschritt anzusehen ist und den Eisenbetonbau befähigen dürfte, noch mehr als bisher bei Dachhautausbildungen sich einzusetzen. Weiter sind Bestimmungen über die Druckplatten von „Rippendecken“ und deren Versteifung sowie über die Verteilung von Einzelasten bei Platten (wie z. B. im Brückenbau) gegeben, und zwar im letzteren Falle sowohl für die Ermittlung der Biegungs- wie auch der Schubspannungen. Hiernach sind Platten mit oder ohne verteilende Deckschicht und der Stützweite $= l$ auf Biegung zu berechnen wie plattenförmige Balken von der Breite $\frac{2}{3} l$ (?). Bei Brückenplatten kann bei Ermittlung der Biegungs- bzw. Schubspannungen eine von den Begrenzungen der Last ausgehende Druckverteilung durch das Überschüttungs- usw. Material unter 45° nach unten gehend angenommen werden, und zwar bei Biegung in der Richtung der Zugeisen bis zur Plattenoberfläche, bei Schub senkrecht zu den Zugeisen und am Auflager bis zur Plattenunterfläche reichend, während in letzterem Fall in Plattenmitte ebenfalls eine Plattenbreite von $\frac{2}{3} l$ angenommen werden kann.

Abgesehen davon, daß die Fassung der letzteren Bestimmungen trotz der zugefügten Skizzen nicht vollkommen einwandfrei und verständlich ist, erscheint auch ihr Inhalt nicht ganz unbedenklich. Liegt z. B. eine Brückenkonstruktion vor mit um 1,00 m entfernten Querträgern und zwischen diesen in der Fahrrihtung gespannten Platten und als Last auf diesen eine 1 m breite Walze, so übersieht man sofort, daß die obigen Bestimmungen, namentlich bezüglich der in Rechnung zu stellenden Breite der Platte ($\frac{2}{3} l$), nicht anwendbar sind. Für den Brückenbau wäre es zweckentsprechender, eine Druckverteilung von den Berührungslinien der Einzellast aus nach

beiden Hauptrichtungen unter 45° nach unten vorzuschreiben.

Bei Ermittlung der **inneren Kräfte** (§ 17) ist als Grundsatz davon ausgegangen, daß im allgemeinen der Beton in der Zugzone sich nicht an der Kraftübertragung beteiligen darf, daß alle Zugkräfte mithin vom Eisen aufzunehmen sind. Hierbei ist $n = 15$ beibehalten.

In Balken sind Schubspannungen (τ_0) nachzuweisen, die im Beton nur zu 4 kg/qcm (gegenüber 4,5 kg/qcm früher) zugelassen sind. Geht der ohne Rücksicht auf abgebogene Eisen oder Bügel gefundene Wert τ_0 über 14 kg/qcm hinaus, so ist zunächst die Rippenstärke soweit zu vergrößern, bis dieser Wert erreicht oder unterschritten ist. Der alsdann noch über 4 kg/qcm verbleibende Rest ist durch aufgebogene Eisen, durch Bügel oder durch beide aufzunehmen. Hier wäre es für den Konstrukteur erwünscht gewesen, die verbleibenden, vom Beton nicht aufzunehmenden Schubspannungen ausschließlich den aufzubiegenden Eisen zuzuweisen, da ihre Verteilung zwischen Bügeln und Aufbiegungen schwer bestimmbar ist, in der Regel auch genügend Eisen zu ihrer Aufnahme vorhanden sind und die senkrecht stehenden Bügel doch nur immerhin geringe, durch ihr Festhaften im Beton begrenzte Spannungen zu übertragen vermögen. Leider enthalten die neuen Bestimmungen auch nichts über die Art der Berechnung der schiefen Hauptzugspannungen, d. h. über eine Frage, die schon sehr vielseitig und verschiedenartig beantwortet ist und ganz besonders eine Festlegung als geboten erscheinen läßt. Voraussichtlich wird in Zukunft der Gang der hierfür notwendigen Rechnung der sein, daß — nach Bemessung des Auflagerquerschnittes nach $\sum \tau_{0\max} = 14 \text{ kg/qcm}$ — von

dem Punkte, an dem die Schubspannung 4 kg/qcm beträgt, beginnend, die Schubspannungsfläche nach dem Trägerauflager zu gezeichnet, von ihr alsdann der Wert 4 kg/qcm durchgehend abgezogen und aus der verbleibenden Fläche die schiefe Hauptzugspannungsfläche in bekannter Weise abgeleitet und diese endlich zur Bestimmung der aufzubiegenden Eisenquerschnitte benutzt wird. Vielleicht ließe sich in dieser Hinsicht eine Ergänzung und Abänderung der neuen Vorschriften ausführen; sie würde den Fachgenossen und Behörden sicherlich nicht unwillkommen sein.

Sehr erfreulich ist, daß die neuen Bestimmungen von einer Berechnung der **Haftspannungen** im allgemeinen absehen — ein Erfolg, der dem Zusammenwirken von Männern der Praxis und Wissenschaft (Dr. Probst, Dr. Kleinlogel usw.) und den aufklärenden Versuchsergebnissen, namentlich der Stuttgarter Versuchsanstalt, zu danken ist. Voraussetzung hierbei bildet aller-

dings, daß — wie es auch allgemein üblich — die Enden der Eisen mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen und dabei die Eisen nicht stärker als 26 mm sind.

Viele Bauten im Freien, namentlich im Gebiete des Ingenieurbaues, verlangen, daß der Beton in der Zugzone vollkommen rissefrei verbleibt, um nicht durch eindringende Feuchtigkeit das Eisen zu gefährden. Um dies zu erreichen, ist nach Untersuchungen von Prof. Dr. Mörsch ein bestimmtes Verhältnis von Eisenquerschnitt und Stegquerschnitt des Rippenbalkens für bestimmte Spannungswerte von Eisen und Beton auf Zug innezuhalten, das eine Gewähr dafür bietet, daß derartige schädliche Risse nicht auftreten. Zu diesen Untersuchungen hat Prof. Dr. Hager (München) eine graphische Tafel entworfen, welche den neuen Bestimmungen angefügt ist und ohne Aufstellung einer längeren Rechnung für Brücken unter Gleisen und mit Hauptbahnlokomotivlasten sowie unter Festhaltung der Werte $\sigma_e \leq 750 \text{ kg/qcm}$ $\sigma_{bz} \leq 24 \text{ kg/qcm}$ die zweckmäßigen Abmessungen des Rippenbalkens liefert (vgl. u. a. Zentralbl. d. Bauv. 1914 S. 204 u. 1915 S. 391).

Nur für Bogen-, Rahmen- und sonstige statisch unbestimmten Brücken unter Hauptgleisen müssen die auftretenden Betonzugspannungen unter Berücksichtigung der Achsialkräfte nachgewiesen werden ($n=15$). Die rechnerisch auftretende Betonzugspannung darf hierbei den vorgenannten Wert von 24 kg/qcm nicht überschreiten, und zwar unter Einbeziehung der Einwirkung von Wärmeschwankung und Schwindung (§ 15).

Bei Verbundsäulen ohne Knickgefahr und mit normaler Bügelbewehrung ist die zentrische Belastung aus der Gleichung:

$$P = \sigma_b (F_b + 15 F_e),$$

wie bisher üblich, abzuleiten. Die Benutzung der Gleichung ist aber — durchaus mit Recht — nur gestattet bei $F_e \leq 0,8 - 3,0$ vom Hundert von F_b und Bindung der Längseisen durch Bügel. Der Abstand dieser darf die kleinste Abmessung des Stützenquerschnittes nicht überschreiten und nicht „über das Zwölffache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.“ Abänderungen der letzteren Bestimmung sind bis nach Abschluß der weiter im Gang befindlichen Versuche vorgesehen, dürften auch als zweckmäßig erscheinen, da gerade durch die neuen Vorschriften, Bügelentfernung $\leq 12 d$ gegenüber früher $\leq 30 d$ eine nicht unwesentliche Erschwerung bedingt ist, und z. B. bei einer Säule von 20·20 cm Betonquerschnitt und einer Bewehrung von 4 Längseisen von 1 cm Durchmesser, also einer Armierung von rd. 0,8 % die Bügel in je 12 cm Entfernung (?) anzuordnen wären.

Für umschnürte Säulen sind die bisher geltenden Bestimmungen geändert. Die zentrische Last ist hier nach der Beziehung: $P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 F_s)$ zu berechnen. Hierin bedeutet F_k den Querschnitt des umschnürten Kernes; auf die Mitwirkung der außerhalb dieses liegenden Betonschale ist also verzichtet. Wenn die Schale sich auch, wie aus den Lichterfelder Versuchen (Heft 28 d. D. A. f. Eisenbeton) hervorgeht, an der Aufnahme der Lasten unterhalb der Bruchlast beteiligt, so ist doch nicht zu verkennen, daß bei nicht vollkommen einwandfreier Säulenerstellung dieses Anteilmaß stark herabgehen kann. Weiter ist in der Gleichung neu die gegenüber früher ($30 F_s$) um 50 % gesteigerte anteilige Wirkung der Spirale, die jetzt mit $45 F_s$ einzuführen ist, also gegenüber den Längseisen eine dreifache Wirkung aufweist. Vorausgesetzt bleibt, wie früher, daß der Klammerausdruck — also jetzt $F_k + 15 F_e + 45 F_s \leq 2 F_b$ ist, worin F_b den Querschnitt der ganzen Betonfläche darstellt. In sehr zweckmäßiger Weise ist anschließend auch der Begriff einer umschnürten Säule abgegrenzt, indem als solche nur Säulen mit kreisförmigem Kernquerschnitt und Spiralbewehrung bzw. gleichwertiger Ringbewehrung anzusehen sind, bei denen das Verhältnis der Ganghöhe der Schraubenlinie bzw. der Abstand der Ringe zum Durchmesser der Umschnürung kleiner als $\frac{1}{5}$ ist. Festgesetzt ist ferner, daß der Abstand der Schraubenwindungen bzw. Ringe nicht über 8 cm hinausgehen soll, wodurch allerdings der größte Durchmesser des umschnürten Kernes auf 40 cm festgesetzt ist, ein Maß, das in den Fällen der Praxis aber als vollkommen ausreichend angesehen werden kann.

Quadratischen oder rechteckigen Umschnürungen wird eine Erhöhung der Tragfähigkeit nicht zuerkannt; nach dieser Art bewehrte Stützen sind wie Säulen mit normaler Bügelbewehrung zu berechnen. Dieser Standpunkt erscheint auch als durchaus zutreffend, da derartige Querbewehrungen bei Druckbelastung der Säule sich in ihrer Länge dehnen und somit eine Umschnürung des mittleren Säulenteiles nicht zustande kommt.

Auf Knickung beanspruchte Säulen sind nach wie vor nach der Eulerschen Formel zu berechnen und zwar unter Innehaltung des Wertes $n=15$ also $E_b = 140\,000 \text{ kg/qcm}$ und einer zehnfachen Sicherheit: $J \text{ (in cm}^4\text{)} = 70 P l^2$, worin P in t und l in m einzuführen sind. Die Berechnung hat zu unterbleiben, solange die Stützlänge \leq dem 15-fachen der kleinsten Querschnittsabmessung ist (früher dem 18-fachen). Wenn auch die Versuche von v. Bach (Zeitschr. d. V. Deutsch. Ing. 1913 Nr. 50) für die dort benutzten Probekörper eine Übereinstimmung der Euler-Gleichung mit den Versuchsergebnissen geliefert haben, so möge doch darauf verwiesen sein, daß die Euler-

Gleichung verhältnismäßig recht hohe Werte als Knickbruchlasten liefert und die Analogie des vielfach ähnlichen, elastischen Verhaltens von Gußeisen und Beton und der Nachweis von Tetmajer, daß die Euler-Gleichung für Gußeisenstützen i. d. R. nicht gilt, immerhin zur Vorsicht mahnen*).

Ist eine Stütze exzentrisch oder seitlich belastet, so sind neben dem Nachweise der Knicksicherheit die größten Kantenpressungen aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

— also wie bei einem homogenen Querschnitte zu ermitteln. Beträgt die Stützhöhe mehr als das Zwanzigfache der kleinsten Querschnittsabmessung, so ist das Biegemoment M noch um den Wert $\frac{Pl}{200}$, der der Wirkung der Knickkraft

am Hebelarm der Durchbiegung Rechnung tragen soll, zu vergrößern. Bei diesen Vorschriften darf nicht verkannt werden, daß das Ergebnis nur als eine Schätzung angesprochen werden kann, namentlich wenn bei Berechnung des Wertes W , wie es üblich ist, der ganze Betonquerschnitt — also auch der Beton, der u. U. durch die Exzentrizität des Kraftangriffs bedingt, in die Zugzone zu liegen kommt, mit in die Rechnung einbezogen wird. Gerade in bezug auf die Spannungsermittlung durch eine Normalkraft und ein Biegemoment zugleich belasteter Querschnitte wäre eine eingehende Behandlung in den neuen Vorschriften mehr als erwünscht gewesen, da die hier bisher übliche Rechnungsmethode unter Verwendung der bekannten kubischen Gleichung nur für symmetrische Querschnitte richtig ist, für verschieden große Bewehrung in der Druck- und Zugzone aber nicht angewendet werden kann. Zum mindesten dürfte hier ein Hinweis auf eine zweckentsprechende Berechnungsart (vergl. Taschenbuch für Bauingenieure II. Aufl. S. 474 u. f., oder Arm. Bet. 1911, Heft XI u. XII) am Platze sein.

Eine sehr erhebliche und z. T. grundlegende Veränderung gegenüber den früheren Bestimmungen hat der Abschnitt **Zulässige Spannungen** (§ 18) gefunden. Ihnen liegt die Annahme und Voraussetzung zugrunde, daß der Beton, auch der flüssig angemachte und entsprechend der Behandlung im Bauwerk verarbeitete, nach 28 Tagen eine

Würfelfestigkeit, an einem 20-cm-Würfel bestimmt, von wenigstens 150, nach 45 Tagen von mindestens 180 kg/qcm besitzt; für einen Beton, bestimmt für Stützen, sind diese Zahlen zu 180 bzw. 210 kg/qcm festgesetzt.

Wird bei Beton nach 45 Tagen eine größere Würfelfestigkeit als 245 kg/qcm nachgewiesen, so kann bei Hochbauten und Stützen $\frac{1}{7}$ dieser Festigkeit, bei Rahmen und Bögen $\frac{1}{6}$ von dieser, aber nicht mehr als 50 kg/qcm als zulässige Druckspannung zugrunde gelegt werden.

Bei zentrischem Drucke sind für die zulässigen Belastungen die folgenden Werte festgesetzt:

Allgemein bei Hochbauten: 35 kg/qcm, bei Säulen mehrstöckiger Geschosse im Dachgeschosse 25 kg/qcm, im darunterliegenden 30 kg/qcm, in den weiter folgenden 35 kg/qcm. Sind bei besserem Beton höhere Spannungen — wie vorerwähnt, gestattet, so sind auch sie für die höheren Geschosse in gleichem Verhältnisse zu ermäßigen. Stützen von Brücken dürfen nur mit $\sigma_b = 30$ kg/qcm belastet werden.

Diese Zahlen sind gegenüber den bisher üblichen, die namentlich für Säulen eine 10fache Sicherheit verlangten, erheblich heraufgesetzt und zwar auf Grund von Versuch, Erfahrung in der Praxis und im Hinblick auf die Güte des Materials, seine dauernde Kontrolle und die Zunahme der Festigkeit im Laufe der Zeit. Auch sind die vorgenannten Festigkeitszahlen bei 20-cm-Würfeln und flüssig eingebrachtem Beton — vgl. „Anhang“ — solche, welche sich nach Versuchen des Lichtfelder Amtes nur bei einem fetteren Beton mit etwa 300 kg Zement auf 1 cbm Beton erwarten lassen und somit schon durch sich eine Verbesserung der durchschnittlichen Güte des Betons zur Folge haben dürften. Gegenüber einer Druckfestigkeit von 150–180 kg/qcm bedeutet die zugelassene Spannung von i. M. 35 kg/qcm eine nur rd. 4–5fache Sicherheit, d. h. die gleiche Zahl, welche auch bei manchen andern, einwandfreien Baustoffen bei Druckbelastung eingeführt ist. Sehr zweckmäßig erscheint die Abstufung der Spannungszahl bei mehrgeschossigen Gebäuden; hierdurch wird einerseits dem Umstande Rechnung getragen, daß die Dachstiele oft zu gering bemessen werden und dann die Ursache eines Dacheinsturzes bilden und daß andererseits Säulen in tieferen Stockwerken höher belastet werden können, weil bei ihnen — gegenüber der statischen Berechnung — die Gefahr, daß alle Stockwerke und das Dach zu derselben Zeit mit dem Größtwerte ihrer Belastung beansprucht sind, um so seltener eintreten wird, je näher die Säule dem Erdboden steht.

Für Biegung und exzentrischen Druck schwanken die zulässigen Betondruckspannungen zwischen 35 und 40 kg/qcm, je nach dem größeren oder geringeren Maße der Erschütterungen durch Ver-

* Es ergibt sich z. B., daß nach Euler eine Verbandsäule von $l = 4,00$ m, einem quadratischen Querschnitt von 24 cm Seite und 4 Eiseneinlagen von je 2 cm Durchmesser im Randabstand von je 2 cm erst bei einer Achslast von 260 t knickt, also bei 10-facher Sicherheit mit 26 t belastet werden kann, und daß ferner eine ähnliche Stütze 30×30 cm, $F_e = 16$ qcm, $l = 4,0$ m, und Abstand der Eisen von der Kante = 3 cm, bei 10-facher Sicherheit noch immer rd. 90 t trägt, also erst bei rd. 900 t ausknicken würde. Der erlaubten Belastung von 90 t würde aber bereits eine Druckspannung im Beton von rd. 79 kg/qcm (!) entsprechen.

kehrslast, Maschinen usw.; nur für Brücken unter Eisenbahngleisen ist bei einem mindestens 30 cm hohen Schotterbett die zulässige Spannung σ_b auf 30 kg/qcm ermäßigt. An der Unterseite der Schrägen oder Kehlen von Plattenbalken kann am Anschlusse an die Mittelstützen die Druckspannung um $\frac{1}{3}$, jedoch nicht über 50 kg/qcm, erhöht werden. Für die Eisenspannung sind bei Hochbauten, auch Fabrikbauten mit vorwiegend ruhender Last, für Rahmen und Bögen 1200 kg/qcm, für Platten unter 10 cm Stärke sowie für Stöße und Erschütterungen in erheblichem Maße ausgesetzte Bauten (Tanzsäle, Haupttreppen, Straßenbrücken — mit Ausnahme der Fahrbauteile —) 1000 kg/qcm zugelassen. Diese Zahl ermäßigt sich auf 900 kg/qcm für die der unmittelbaren Erschütterungen durch die Verkehrslast ausgesetzten Teile der Straßenbrücken sowie für durch schwere Maschinen erschütterte sonstige Tragwerke, und beträgt nur 750 kg/qcm für Eisenbahnbrücken.

Bei stark erschütterten Bauteilen und Straßenbrücken kann die Baupolizei die Einführung der veränderlichen Last mit ihrem 1,5fachen Werte verlangen, alsdann sind aber die ungeschmälerten Werte $\sigma_b = 40$ kg/qcm, $\sigma_e = 1200$ kg/qcm der Rechnung zugrunde zu legen. In ganz besonderen Fällen (Belastung durch Rotationsmaschinen z. B.) kann auch ausnahmsweise gefordert werden, daß der doppelte Wert der veränderlichen Last der statischen Berechnung zugrunde gelegt wird.

Für exzentrisch auf Druck belastete Bauteile darf der Wert $\frac{P}{F}$ die vorstehend für zentrischen Druck zugelassenen Werte nicht überschreiten. Wird mit der Formel

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

gerechnet, so darf die Betonzugrandspannung 5 kg/qcm nicht übersteigen.

Letztere Zahl erscheint allerdings recht niedrig bemessen, da bei zwar nur auf Biegung belasteten Bauteilen das Auftreten von Rissen erst bei Überschreitung einer Zugspannung von 20 bis 25 kg/qcm zu erwarten steht und das nahe dem Rande liegende Zugeisen mehr Zugkräfte aufnimmt, als sich unter Zugrundelegung der vorgenannten Formel ergibt.

Endlich ist — gleich wie bei den staatlichen Bestimmungen für Eisenbauten — auch dem Umstande Rechnung getragen, daß bei genauer Berechnung, einwandfreiem Material, bester Ausführung und Zusammentreffen aller möglichen Belastungen und Einwirkungen die zulässigen Spannungen ausnahmsweise eine Steigerung erfahren dürfen, die für das Eisen allerdings nur

auf 1200 kg/qcm, für den Beton aber bis zu 60 kg/qcm gestattet werden.

Für die Schubspannung im Beton ($\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$) ist der Wert 4,0 kg/qcm festgesetzt, für die Haftspannung ($\tau_1 = \frac{b_0 \cdot \tau_0}{u}$), die, wie vorerwähnt, im allgemeinen nicht mehr nachgewiesen zu werden braucht, 4,5 kg/qcm als Höchstwert bestimmt.

Die Drehungsspannung ist — angepaßt den Ergebnissen der Stuttgarter Versuchsanstalt (Heft 16 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton) — zu 4 kg/qcm zugelassen.

Alles in allem betrachtet, zeigt auch der **zweite Teil** der neuen Vorschriften mit Ausnahme weniger als notwendig erscheinender Veränderungen und vor allem Erweiterungen, eine sehr erhebliche Fortentwicklung und einen gesteigerten Weiterausbau der bisherigen Vorschriften. Im besonderen wird die bauliche Praxis manche vereinfachte Rechnungswege, die beträchtliche Erhöhung der zulässigen Spannungen im Beton, die dadurch gebotene bessere Ausnutzung des Materials und die weitere Wettbewerbsfähigkeit des Verbundbaus gegenüber anderen Bauweisen anerkennend begrüßen. Mögen aber auch die Voraussetzungen, die zu diesen Vorschlägen geführt haben, sich in Zukunft als richtig erzeigen: bestes Material, gute Durchbildung, sorgfältige Berechnung, einwandfreie Ausführung!

In einem **Anhange** sind endlich Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln gegeben, mit deren Hilfe die vorstehend oft genannten Mindestfestigkeiten von 150 bzw. 180 oder bei Säulen von 180 bzw. 210 kg/qcm nachzuweisen sind. Im Gegensatz zu den bisher benutzten, üblichen Probewürfeln mit 30 cm Seitenlänge, die für die Übergangszeit noch beibehalten werden dürfen, sind jetzt 20-cm-Würfel eingeführt, die sich leichter herstellen, vor allem aber durch leichtere und billigere Maschinen unmittelbar auf der Baustelle zerdrücken lassen. Der hierzu verwendete Beton muß genau derselbe weiche sein, wie er auf der Baustelle verwendet wird; er ist demgemäß an der Stelle der Betonmasse zu entnehmen, an der diese in den Bauteil unmittelbar eingebracht wird. Genaue Bestimmungen regeln die Anzahl der Probekörper (3 Stück in jeder Versuchsreihe), die Stampfform, das Einlegen und Durcharbeiten der Betonmasse, die Behandlung und Aufbewahrung der Probekörper und endlich die Ausführung der Druckprobe selbst. Als Druckfestigkeit gilt die höchste erreichbare Belastung, maßgebend ist der Mittelwert aus den i. d. R. drei Festigkeitsproben einer Versuchsreihe.

M. Foerster.

DER BAU DES TALÜBERGANGES BEI LANGWIES AN DER ELEKTRISCHEN BAHN CHUR—AROSA.

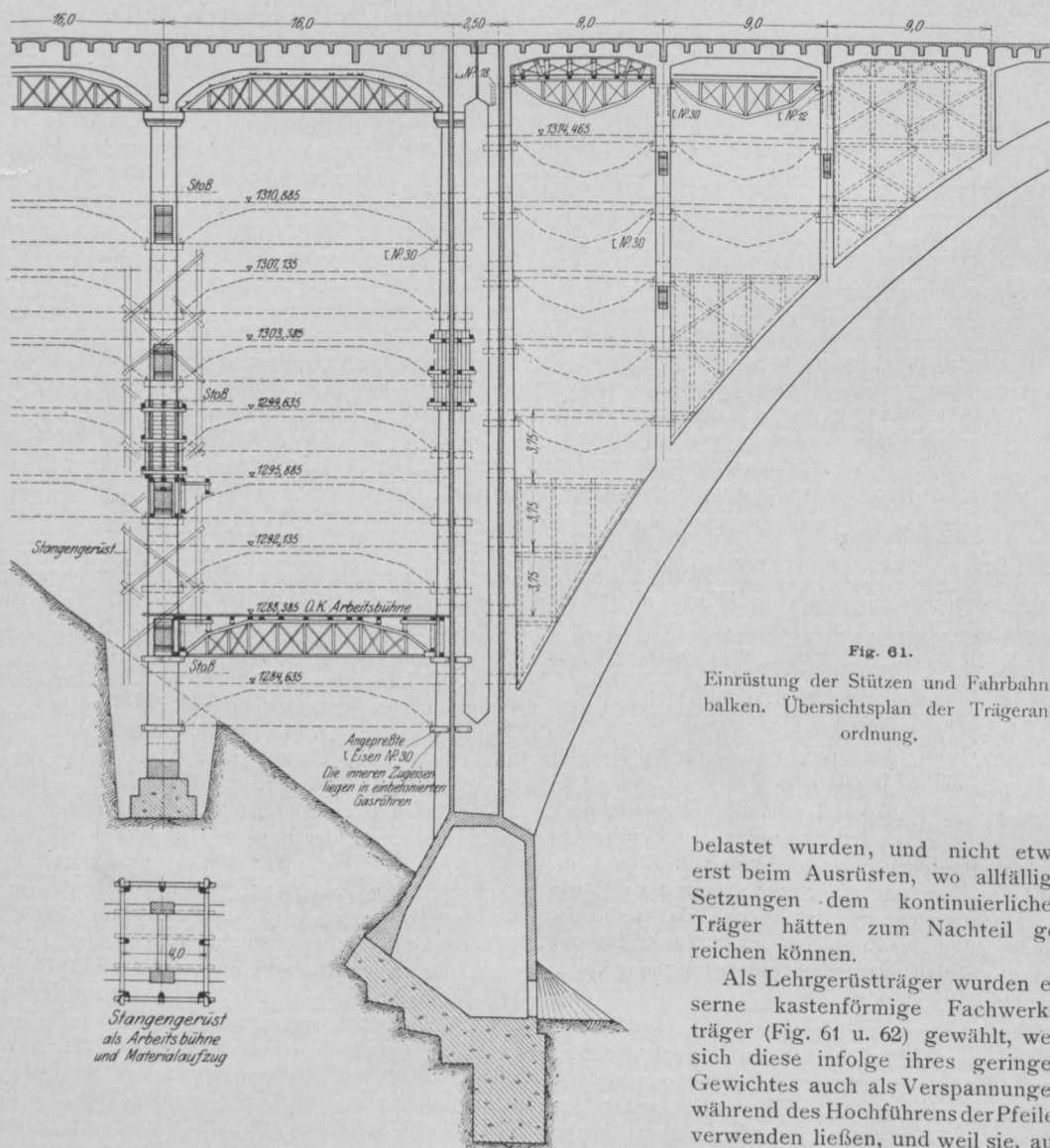
Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie.

(Forts. von S. 296, Jg. 1915.)

4. Die Schalung und Rüstung der Seitenöffnungen.

Die Einrüstung der Seitenöffnungen mit ihren 30–40 m hohen Pfeilern konnte selbstverständlich

der Schlankheit der Pfeiler nur schubfreie Gerüste, also Balkenträger, in Frage kommen. Dadurch wurde gleichzeitig erzielt, daß die Fundamente schon bei der Aufbringung des Betons



belastet wurden, und nicht etwa erst beim Ausrüsten, wo allfällige Setzungen dem kontinuierlichen Träger hätten zum Nachteil gereichen können.

Als Lehrgerüstträger wurden eiserne kastenförmige Fachwerksträger (Fig. 61 u. 62) gewählt, weil sich diese infolge ihres geringen Gewichtes auch als Verspannungen während des Hochführens der Pfeiler verwenden ließen, und weil sie, aus drei Teilen mit geeigneter Stoßanordnung bestehend, bei entsprechen-

aus wirtschaftlichen Gründen nur mit freitragenden Lehrgerüsten erfolgen, und zwar konnten bei

der Zusammensetzung auch ohne weiteres für die kleinen Spannweiten des Bogenaufbaues ge-

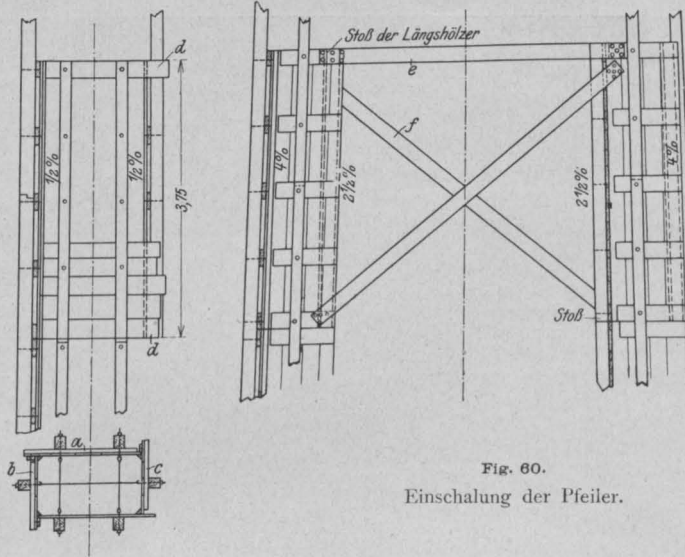


Fig. 60.
Einschalung der Pfeiler.

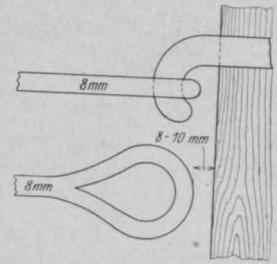


Fig. 59.
Schalungsmantel für
die Pfeiler.

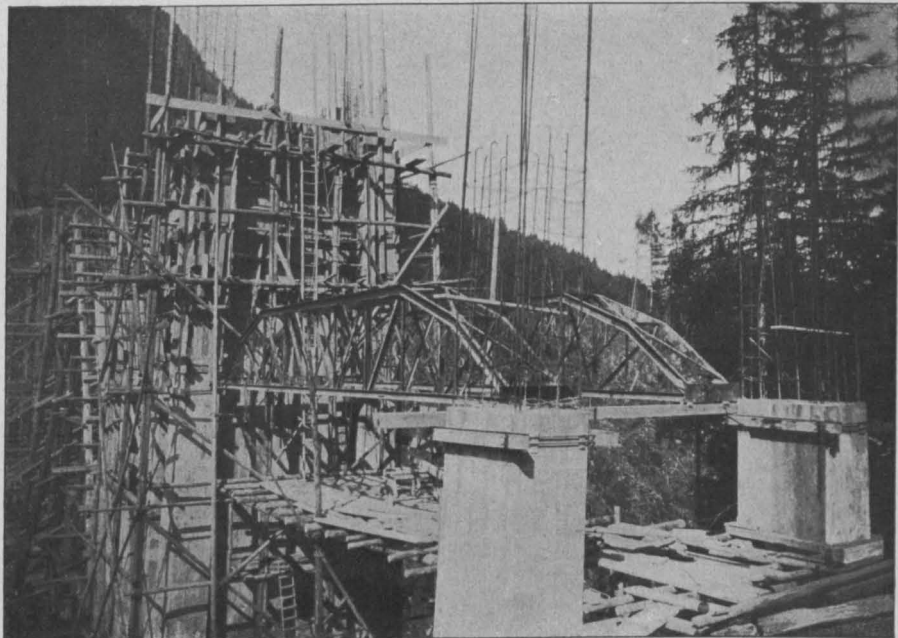


Fig. 62.
Einrüstung der Nebenöffnungen (Langwieser Seite). Verschiebbare eiserne Schalungs- und Ver-
spannungsträger. Bauzustand am 23. Juli 1913.

braucht werden konnten. Jede Hauptträgerrippe erhielt einen Kastenträger, der aus zwei Seitenwänden und entsprechender Querversteifung bestand. Am Pfeiler wurden die Träger der beiden benachbarten Öffnungen mittels U-Eisen zugfest miteinander verbunden.

Während des Hochführens der Pfeiler wurden die Träger jeweils am untern Teil des Betons mittels angepreßter U-Eisen als Pfeilerverspannung befestigt, von Stockwerk zu Stockwerk hochgezogen und dienten zugleich als Arbeitsbühne, von der aus die Einschalung und Betonie-



Fig. 64.

Einrüstung der Hauptträger der Nebenöffnungen. (Langwieser Seite).
Abteilungsweises Ausstampfen des großen Bogens.
Bauzustand am 24. September 1913.

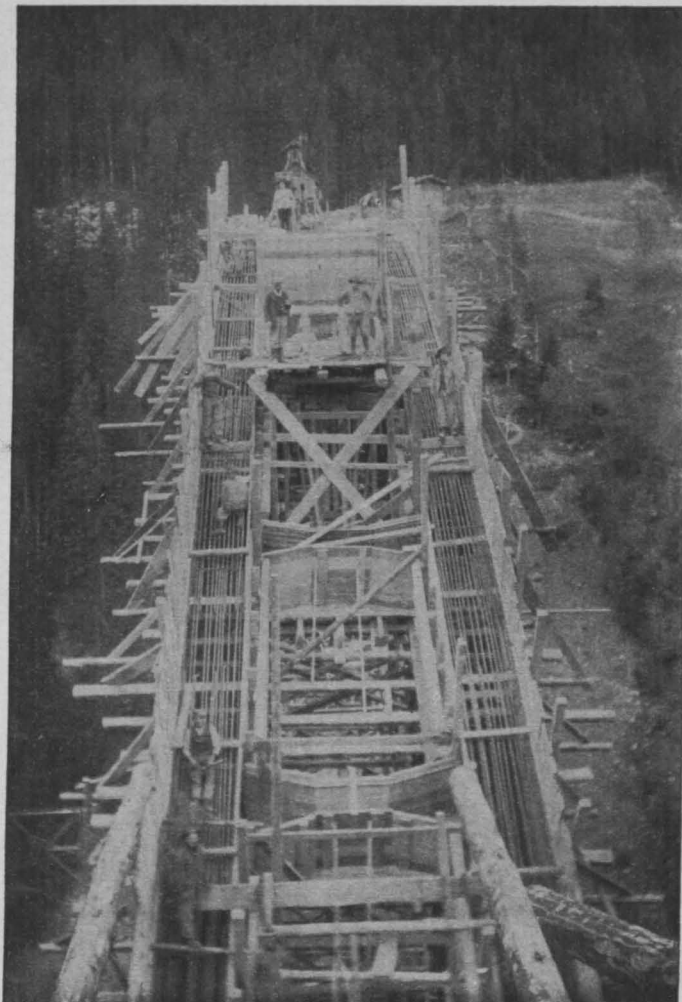


Fig. 63.

Eisenbewehrung in den Rippen des großen Bogens. Über dem Bogen
sichtbar die Antriebsstation des Kabelkranes auf Aroser Seite.
Bauzustand am 24. September 1913.

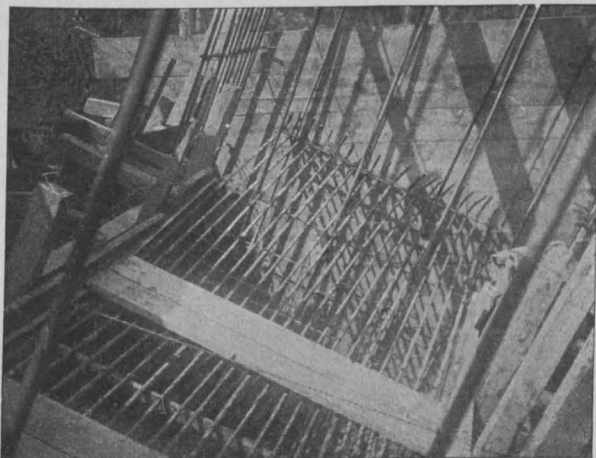


Fig. 65.

Bewehrung der Querriegel zwischen den Rippen des großen Bogens.



Fig. 66.

Einzelheit der Bewehrung der Bogenrippen.

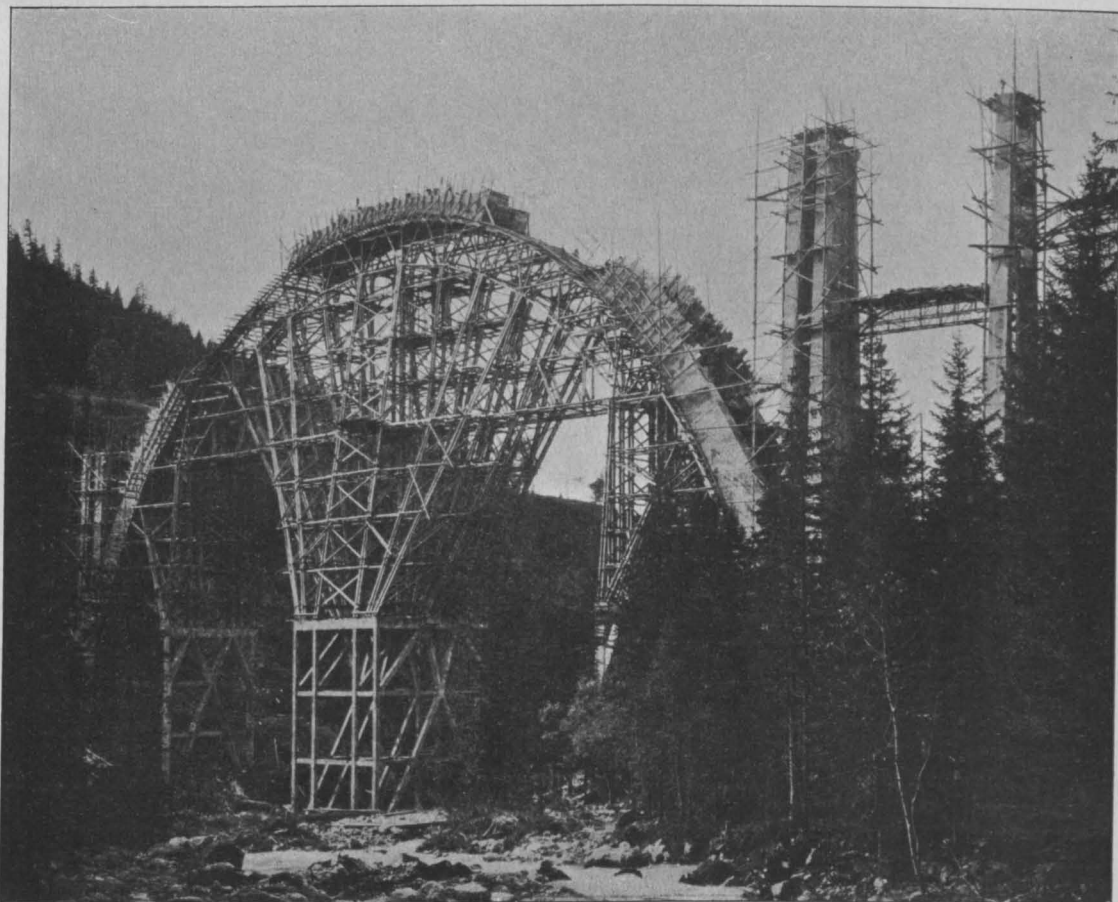


Fig. 67 a.

Abteilungsweises Ausstampfen des großen Bogens, Aufbringen der Scheitelteile. Bauzustand Mitte September 1913.

rung des nächsten Pfeilerstückes erfolgte (Fig. 61). Auf diese Weise brauchten nur noch einige wenige Gerüststangen zur Ausführung der hohen Pfeiler aufgestellt zu werden, und zwar trugen diese die Pritsche, auf welche der Seilkran den Beton absetzte, während die Schalung jeweils gegen die Trägeroberkante abgesprießt wurde, Material- und Schalungsgerüst waren also vollständig getrennt, und das letztere somit von den Erschütterungen des ersteren unabhängig.

eine verschiebbare Schalung zur Anwendung gelangen. Hätte man sich aber der gewöhnlichen geschlossenen Kastenschalung bedient, so hätte die Schalung infolge der Verjüngung jedesmal vor der Verschiebung vollständig neu zusammengesetzt werden müssen und sich dabei viel Holzverschnitt ergeben. Daher wurden die Schalungskästen so gebildet, daß jede Wand auf der einen Seite vorspringt, auf der anderen stumpf gegen die benachbarte Querwand stößt; damit konnte

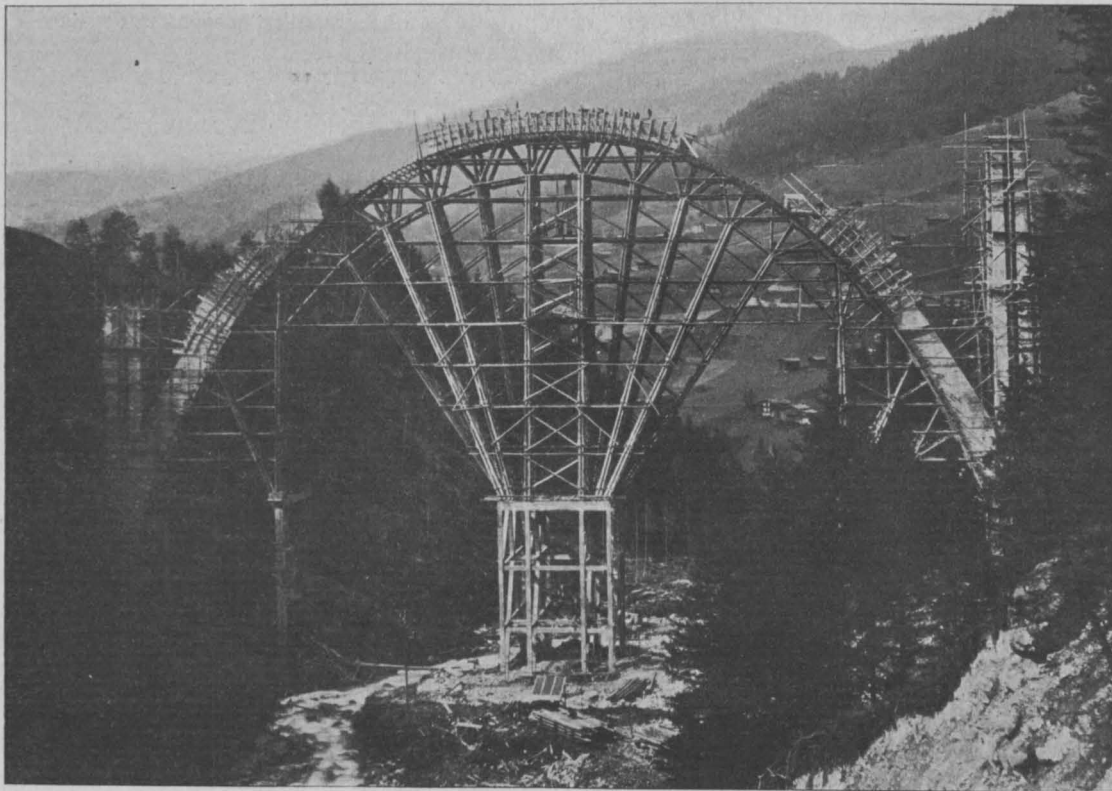


Fig. 67 b.

Abteilungsweises Ausstampfen des großen Bogens, Aufbringen der Scheitelteile. Bauzustand Mitte September 1913.

Am oberen Ende der Pfeiler erhielten dieselben Eisenbetonkonsolen, auf welchen sich die Lehrgerüstträger in ihrer Endstellung als Schalungsträger auflagerten. Der ganze Ausführungsvorgang hat sich sehr gut bewährt, die etwa 2000 kg schweren Träger erwiesen sich als sehr handlich und doch steif. Um ihre Sicherheit zu erhöhen, wurden überdies bei den Fahrbahnhauptträgern immer zuerst die Kämpfteile und erst 1—2 Tage später die Mittelstücke betoniert.

Es war schon allein aus wirtschaftlichen Gründen ausgeschlossen, die hohen Pfeiler auf ganze Höhe gleichzeitig einzuschalen. Zur Verminderung des Schalungsbedarfs sollte vielmehr

durch entsprechend geneigte Stellung der Seitenwände jede Verjüngung ohne Verschnitt hergestellt und die gleichen Kästen für die ganze Pfeilerhöhe verwendet werden. Drei Seiten des Schalungsmantels wurden aus Längsbrettern hergestellt, während die vierte (innere) erst allmählich mit fortschreitendem Betonieren durch eingeschobene Querbretter geschlossen wurde. Zur Versteifung der Kastenwände, und zugleich als Führungsstangen, dienten 6 außerhalb auf die Bretttafeln aufgelegte Kanthölzer, je zwei derselben lagen sich gegenüber und wurden quer durch die Pfeiler hindurch mit Zugstangen und Hakenschrauben verbunden. Dadurch, daß die

Stöße dieser Längshölzer versetzt waren, erhielt jede folgende Schalungslage an der vorhergehenden Halt und Richtung.

Jede folgende Schalung konnte ohne weiteres auf die vorangehende gesetzt werden, weil diese nicht nur durch die Hakenschrauben festgehalten war, sondern auch wegen der Verjüngung nicht gleiten konnte. Die Länge des einzelnen Schalungsmantels war durch den Abstand der Querriegel von 7,50 m bedingt und wurde gleich der

ebenfalls 2 Tagen durch 2 Maurer und 4 Handlanger ausbetoniert (ohne Verlegen der Eisenlagen)³⁰⁾.

5. Die Herstellung des großen Bogens.

Der Hauptbogen wurde in üblicher Weise in Abteilungen betoniert und diese (Fig. 71) so angeordnet, daß eine möglichst gleichmäßige Formänderung des Lehrgerüsts eintreten mußte und außerdem die Erzeugung größerer zusammen-

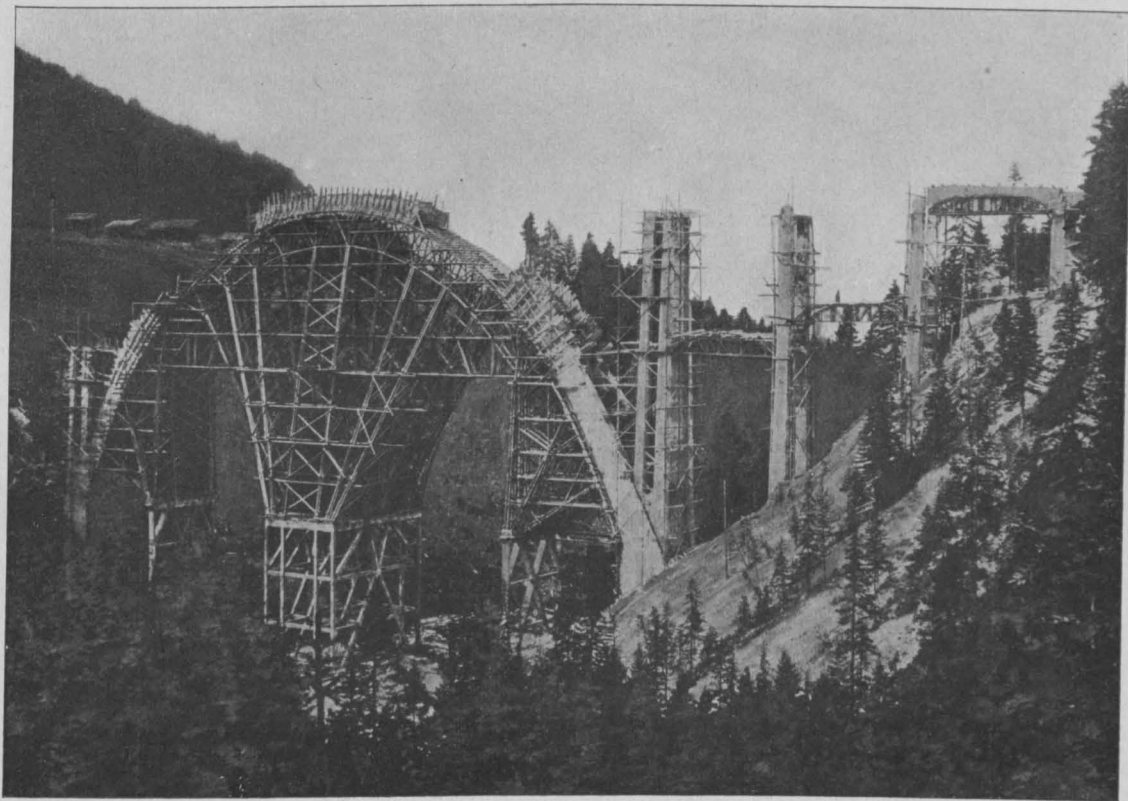


Fig. 67 c.

Abteilungsweises Ausstampfen des großen Bogens, Aufbringen der Scheitelteile. Bauzustand Mitte September 1913.

Hälfte desselben gewählt. Zur Herstellung einer Stütze waren im ganzen nur 3 Schalungslängen erforderlich.

Die einzelnen Schalungen wurden zuerst mit Lot und Wasserwage in die richtige Lage gebracht und hierauf deren Achse noch mit dem in der Brückenachse aufgestellten Theodolith kontrolliert.

Dieses Schalungsverfahren (Fig. 60) hat sich sehr gut bewährt, erforderte nur einen geringen Holzaufwand und erlaubte einen verhältnismäßig raschen Arbeitsfortschritt: In je zwei Tagen wurden durch 4 Zimmerleute 4—4,5 m Pfeilerschalung (beide Stützen) fertiggestellt und diese in

hängender Bogenstücke möglichst lange vermieden wurde. Dem Lehrgerüst wurde damit Zeit gegeben, seine Formänderung ohne Nachteil zu vollziehen, und da das Einsetzen der kurzen Schlußstücke keine weitere Zusammendrückung

³⁰⁾ Das Verfahren erinnert in gewissem Sinne an das ähnliche von Regierungsbaumeister Thorban (s. Deutsche Bauztg. Zementbeilage Nr. 1, 1914), ist aber vollständig unabhängig von diesem entstanden und auch lange vorher schon ausgeführt worden (Schalung der Lehrgerüsttürme im Spätherbst 1912).

S. a. einen andern Vorschlag für Verbilligung von Säulenschalungen in „Concrete-Cement Age“, Heft 2, 1913, S. 75.

des Gerüstes mehr hervorrief, so konnten im Gewölbe auch keine Risse entstehen.

Die Länge der einzelnen Betonabteilungen

gerüstes hochgeführt bis etwas über Bogen-
schwelle, für welche sie damit eine Art Wider-
lager gegen seitliche Verschiebungen bildeten.

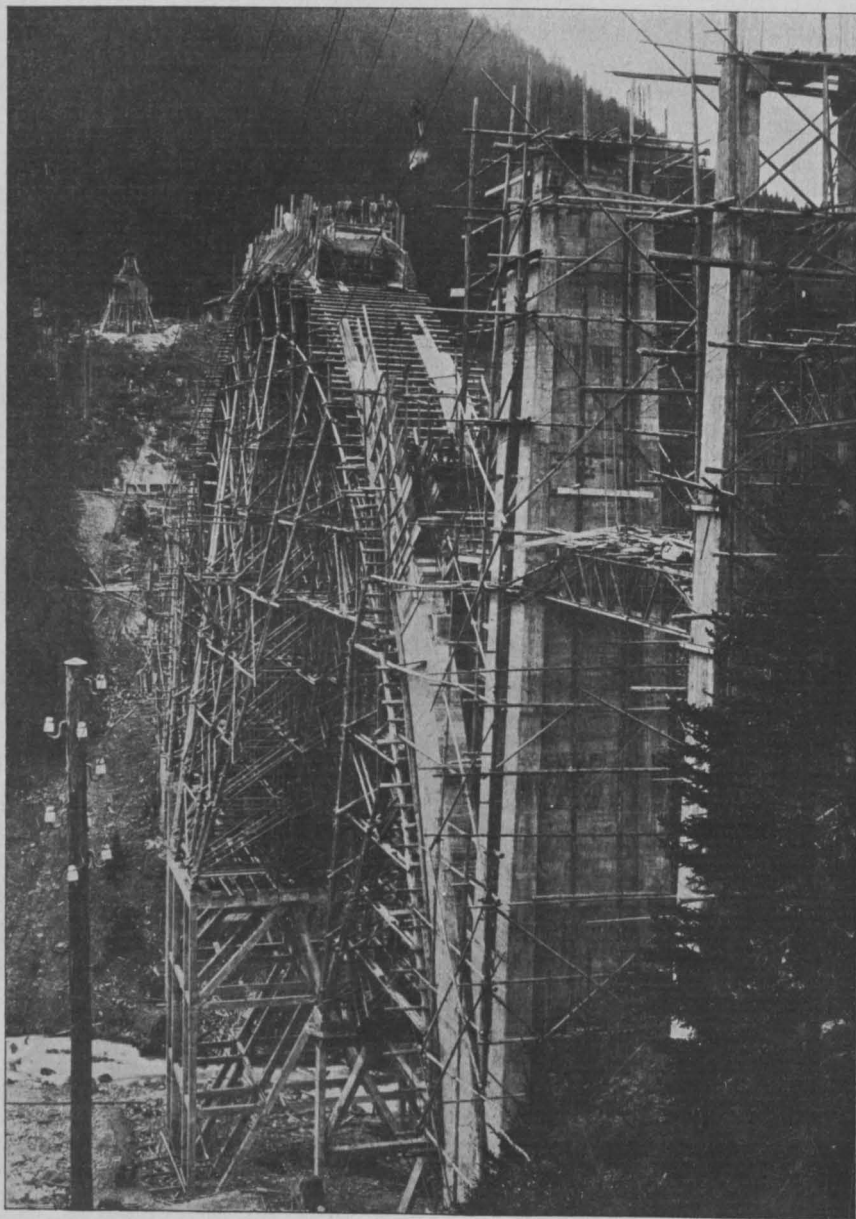


Fig. 68.

Ausstampfen des Scheitelteils des großen Bogens. Betonbeförderung mit dem Kabelkran.
Bauzustand Mitte September 1913.

wurde so bemessen, daß sie bequem in einem Tag aufgebracht werden konnten. Die Kämpferstücke wurden fortschreitend und zusammenhängend schon während der Herstellung des Mittel-

Diese Teile konnten zusammenhängend ausgeführt werden, weil die Seitengerüste sehr steif waren, und der Radialdruck auf dieselben nur gering sein konnte, so daß Verschiebungen nicht zu er-

warten waren. Sofort nach Fertigstellung des Gerüsts wurde am 18. September mit der Aufbringung des Scheitelstückes begonnen und am 7. Oktober 1913 war der Bogen bis auf die kleinen Schlußfugen (13, 14, 15) geschlossen.

Diese wurden absichtlich noch einige Wochen offen gelassen (auf diese Weise konnte auch ein Teil der Schwindwirkung beseitigt werden, wenigstens soweit die Fugen mit den Stößen der Eiseneinlagen zusammenfielen) und dann im Gegensatz zu den übrigen Betonabteilungen, nicht mit plastischem, sondern mit erdfeuchtem Beton ausgestampft.

Die kleinen Schlußfugen wurden nach Möglichkeit so angeordnet, daß sie mit den Kranzholzstößen zusammenfielen, wegen der vorhandenen Bogenriegel war dies aber nicht immer genau einzuhalten. Die Fugen 14 und 15 mußten natürlich, solange sie offen blieben, zur Erzielung des Zusammenhanges mit dem Kämpferstück sehr gut ausbolzt sein. Zu diesem Zwecke wurden im unteren Teil außer den Holzsprießen noch je ein schmaler Betonsprieß eingebaut. Beim Aufbringen von Teil 7 trat an der Oberkante des Betonsprießes in Fuge 15 beim Anschluß an Teil 4 ein feiner

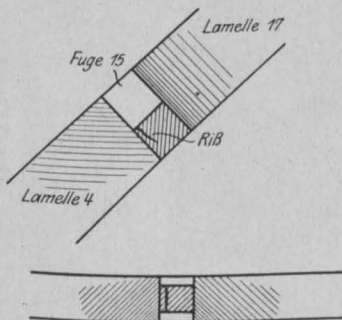


Fig. 72. Betonsprieß in Fuge 15.

die Fuge 15 den größten Seitendruck aufzunehmen hatte, wurde sie in der Querrichtung in 2 Teilen ausbetoniert, und der zweite Teil erst nach Erhär-

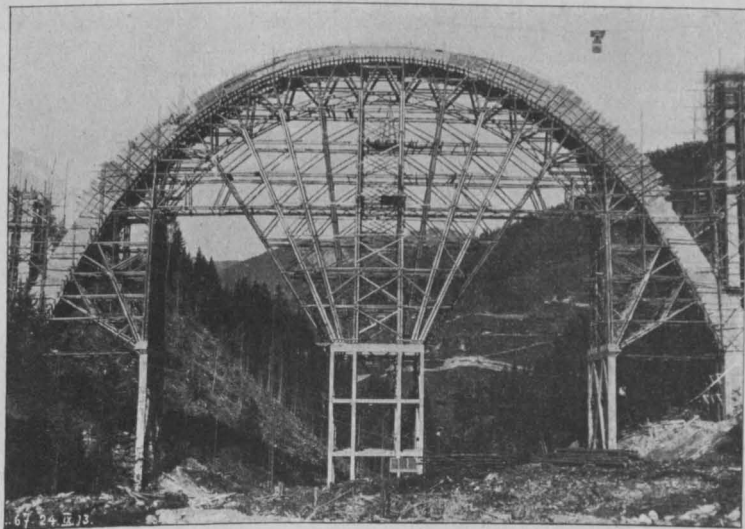


Fig. 69.

Großer Bogen bis auf die Schlußfugen geschlossen. — Blick talauswärts (gegen Chur). — Bauzustand am 24. September 1913.

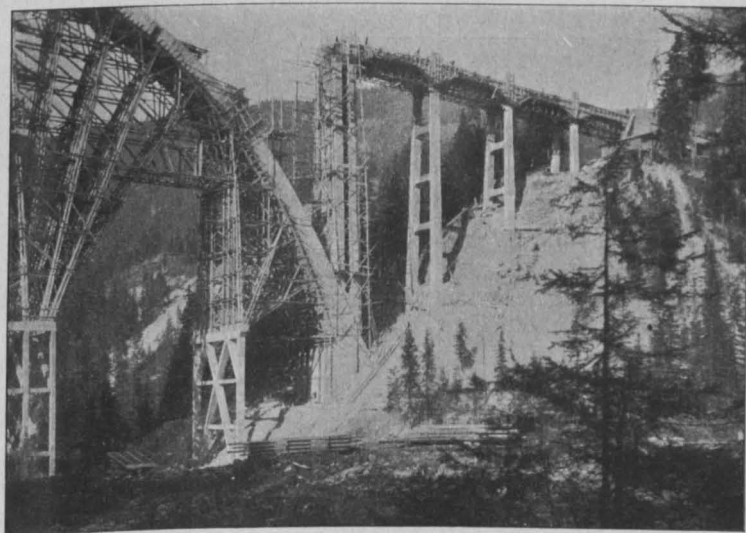


Fig. 70.

Herstellung der unteren Schlußfugen des großen Bogens. Einrüstung der Fahrbahn der Seitenöffnungen auf Langwieser Seite. Bauzustand am 14. Oktober 1913.

Riß infolge der Gerüstsenkung im Mittelteil ein, damit hatte man also den besten Beweis, daß die Schlußfuge am richtigen Ort angeordnet war. Da

ten des ersten hergestellt, um nicht die Bölung in einem Male wegnehmen zu müssen.

In die Schlußfugen wurden außerdem an den

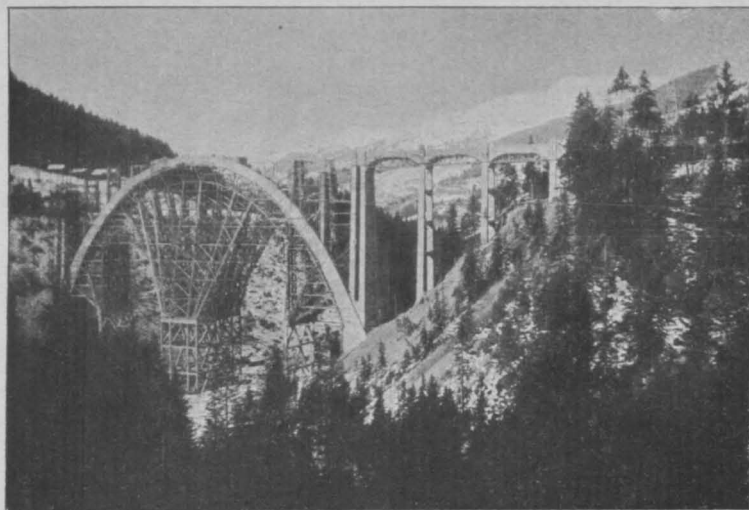


Fig. 73. Hauptbogen und Nebenöffnungen auf Langwieser Seite fertig gestellt, letztere noch durch die eisernen Hilfsträger gestützt. Einrücken der Stützen über dem Hauptbogen. — Blick talauswärts (gegen Chur). Bauzustand am 21. Novbr. 1913.



Fig. 74a.



Fig. 74b.

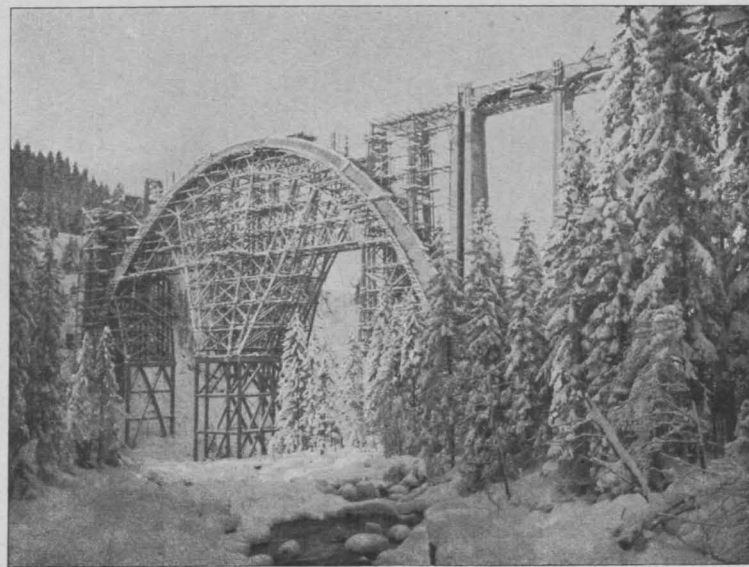


Fig. 74c.

Fig. 74 a, b u. c. Bauzustand am 9. Dezember 1913.

Stoßstellen Rohrstücke einbetoniert, durch welche nach Erhärten des Betons und nachdem die Sackung (steile Lage der Betonlamelle) und teilweise auch das Schwinden eingetreten war, Zementmörtel unter hohem Druck eingepreßt wurde, um damit alle Stoßstellen ganz satt zu schließen. Infolge der Porosität des Betons drang dabei die Zementmilch durch den Beton benachbarter Teile zutage und die Pressung wurde so lange fortgesetzt, bis diese Erscheinung aufhörte.

Am 27. Oktober wurde das letzte Fugenstück (15) geschlossen, und ein glücklicher Zufall wollte es, daß die herrschende, ausnahmsweise milde und schöne Witterung noch bis 6. November ohne jeden Frost anhielt, so daß die erste Erhärtung des Bogens unter den günstigsten Bedingungen erfolgte.

Vor Eintritt des strengen Winters und daheriger Stilllegung des Baubetriebes wurden noch die Nebenöffnungen auf Langwieser Seite fertig betoniert und ein Teil der Stützen über dem Bogen und auf Aroser Seite hergestellt, während die Ausführung der Fahrbahn über dem Bogen und der Nebenöffnungen auf Aroser Seite bis zum Frühjahr zurückgestellt werden mußte.

Der Bogen wurde nach seiner Fertigstellung regelmäßig beobachtet und zu diesem Zwecke am Scheitel eine Visierscheibe auf kleinem Kragträger angebracht. Vom 29. September, vom Tage der Aufbringung der hauptsächlichsten Scheitellast an, konnte vorerst keine weitere Einsenkung mehr beobachtet werden. Auch noch nach Bogenschluß zeigte sich bei einer Messung am 18. November keine Zunahme der Senkung, trotzdem die mittlere Tageswärme der Luft am 27. Oktober

bei Bogenschluß über $+10^{\circ}$, und in der diesem Tage vorangehenden Periode von mehreren Tagen durchschnittlich $+10^{\circ}$, betragen hatte, während sie am 18. November nur $+4^{\circ}$, und in der vorangehenden Periode nur $+2^{\circ}$, erreicht hatte. Auch die unmittelbaren Wärmemessungen am Beton im Scheitel zeigten eine Abnahme der durchschnittlichen Wärme des Betons vom 27. Oktober bis 18. November um rd. 8° , woraus sich rechnerisch

eine Senkung von 6,3 mm ergeben müßte, zu welcher noch der Einfluß des Schwindens hinzukommen würde. Den Eintritt einer entsprechenden Einsenkung hat offenbar das noch unter dem Bogen befindliche Gerüst gehindert. Eine Messung am 15. Dezember zeigte dann 5,4 mm Einsenkung, obwohl die mittlere Wärme im Beton des Scheitelteils nur etwa $3\frac{1}{2}^{\circ}$ geringer war, als bei der vorhergehenden Beobachtung. Diese Verzögerung im Eintreten der Einsenkung dürfte auf eine gewisse Trägheit des Betons und des Gerüsts zurückzuführen sein sowie darauf, daß das beim Betonieren durchnäßte und dadurch quellende Gerüst und Schalungsholz nur allmählich austrocknete. Am 15. Februar wurde dann der absolut tiefste Stand des Bo-



Fig. 75.

Bewehrung der Fahrbahnplatte. (Aroser Seite). — Blick gegen Langwies. — Bauzustand Sommer 1914.

gens mit einer gesamten Einsenkung seit Bogenschluß von 10,8 mm gemessen. Möglicherweise stand der Bogen während der scharfen Kälteperiode am Neujahr 13/14 noch tiefer, jedoch konnten damals keine Messungen gemacht werden. Daß aber von den 10,8 mm Gesamteinsenkung ein großer Teil auf das Schwinden des Betons zurückgeführt werden muß, geht daraus hervor, daß die mittlere Tageswärme am 15. Februar etwa $+5^{\circ}$ und an den vorangehenden

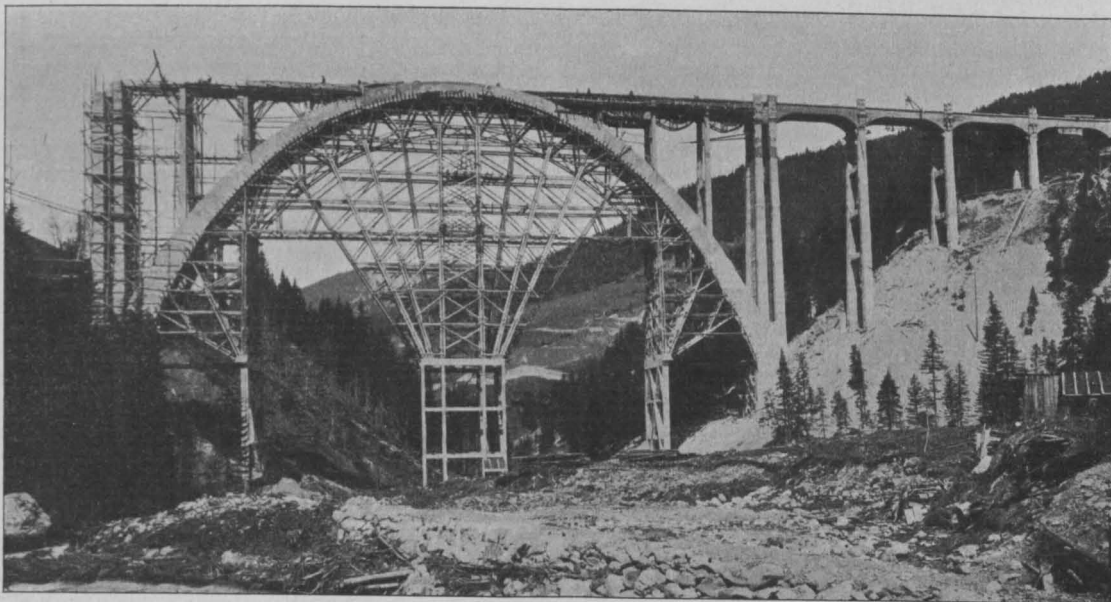


Fig. 76. Herstellung des Fahrbahnaufbaues über dem Bogen. Nebenöffnungen auf Langwieser Seite ausgerüstet. — Blick talauswärts. Bauzustand im Frühjahr 1914.

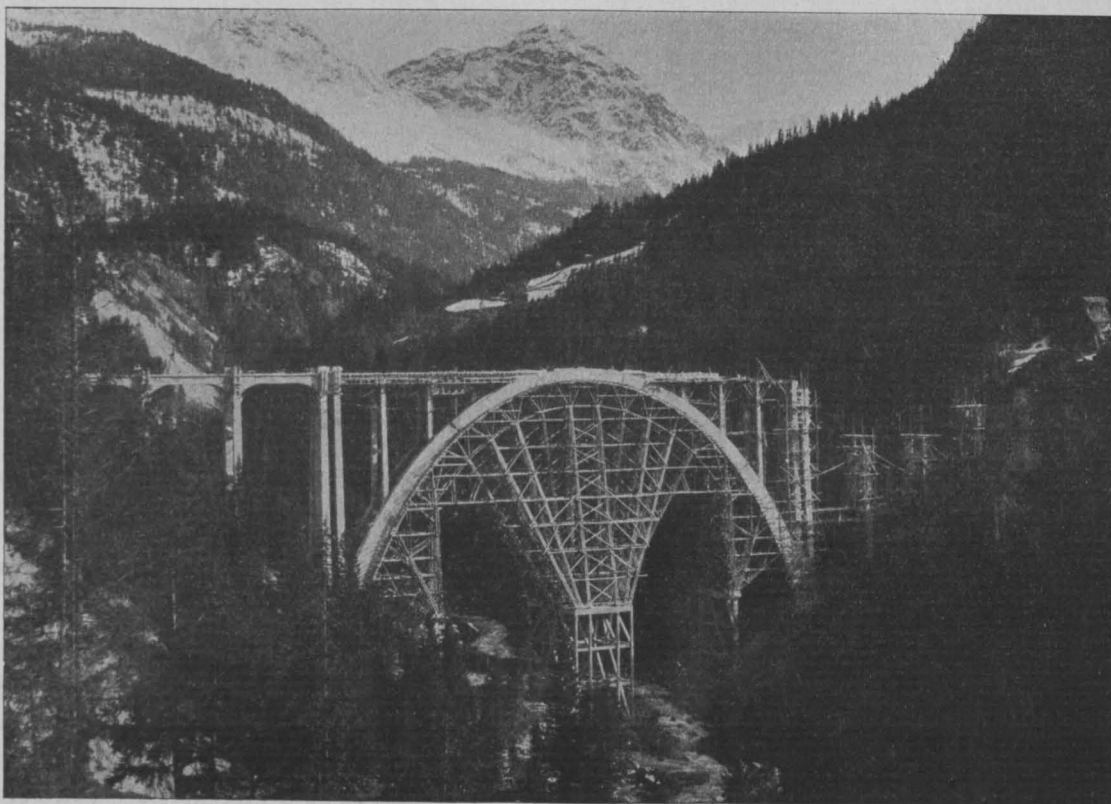


Fig. 77. Herstellung des Fahrbahnaufbaues über dem Bogen und den Pfeilern der Nebenöffnungen auf Aroser Seite. Blick taleinwärts (gegen Arosa). Bauzustand im Frühjahr 1914.

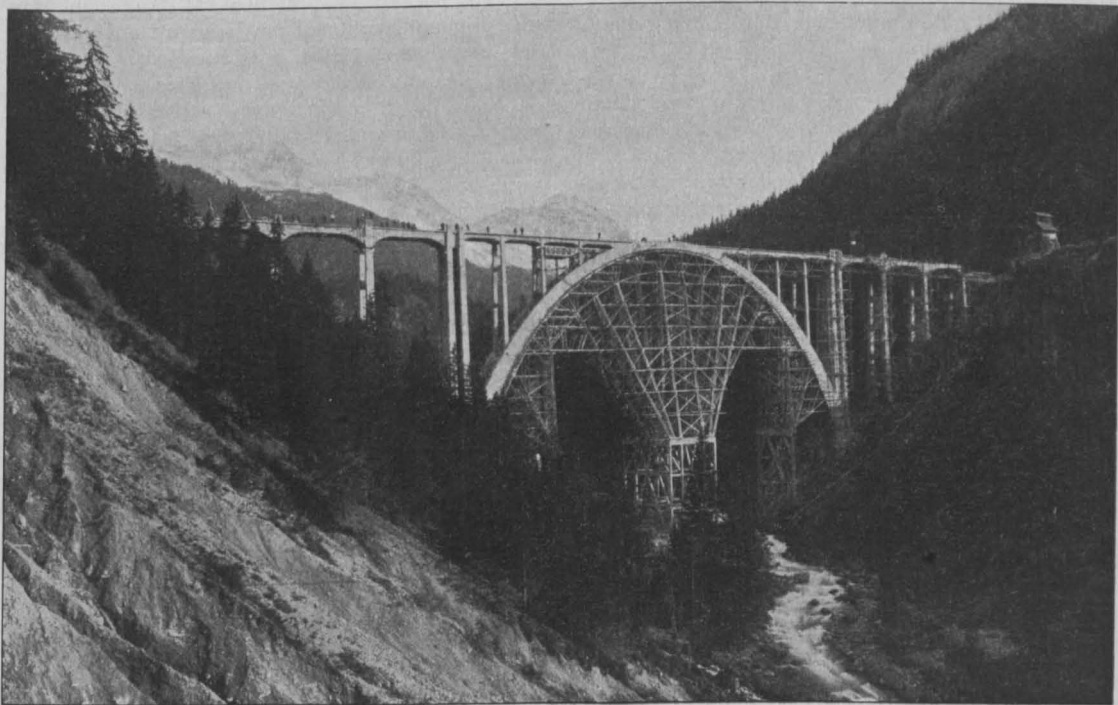


Fig. 78 a und b. Herstellung der Fahrbahn der Nebenöffnungen auf Aroser Seite. Blick taleinwärts (gegen Arosa).
Bauzustand im Sommer 1914.

Tagen etwa $+2^{\circ}$, die mittlere Betontemperatur des Scheitels dagegen $+1,5^{\circ}$ betrug, womit die letztere, etwa 3° höher war, als am 15. Dezember

so daß gegenüber dieser Messung nicht eine weitere Senkung, sondern eher eine Hebung des Bogenscheitels hätte eintreten müssen.

(Schluß folgt.)

DIE WIRKUNG DER QUERBEWEHRUNG IN EISENBETONSÄULEN.

Von Regierungsbaumeister H. Amos, Hohendölzchen vor Dresden.

Da die Frage nach der richtigen Berechnungsweise von Eisenbetonsäulen unter Berücksichtigung des Anteiles der Querbewehrung noch keine endgültige Lösung gefunden hat, bilden alle Versuche, die Aufschlüsse über die Wirkungsweise der Bewehrung geben können, willkommenen Anlaß zu eingehender Betrachtung.

In Deutschland ist eine Klärung der noch offenen Fragen durch die planmäßigen umfangreichen Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in absehbarer Zeit zu erwarten. Vier Berichte geben bereits von der ansehnlichen Versuchsarbeit und schrittweisen Förderung der Erkenntnis deutlichen Beweis.

Die neuesten Versuche auf diesem Gebiete sind von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger in Wien im Jahre 1914 durchgeführt worden und in der Zeitschrift für Betonbau (Compassverlag Wien IX/4. Heft 2, 3 und 4 1915) und in einem Sonderabdruck veröffentlicht. Die Ergebnisse dieser Versuche haben bereits eine eingehende Besprechung durch Dr. F. v. Emperger in B. u. E. 1915 Heft XI und XII gefunden, deren Kern auf ihren Beziehungen zu den österreichischen Vorschriften beruht, sodaß sie bei den folgenden allgemeinen Betrachtungen nur berührt wird.

Im Nachstehenden soll nämlich versucht werden, die Wirkung verhältnismäßiger Querbewehrung an den Ergebnissen möglichst vieler der bekannt gewordenen Versuchsergebnisse, soweit sie infolge Durchführung von genügend Einzelversuchen als zuverlässig erscheinen, zu beleuchten.

Zunächst seien jedoch die neuen Versuche Saligers einer kurzen allgemeinen Betrachtung unterzogen.

Die untersuchten Säulen besaßen 3,0 m Länge und zwei Querschnittsformen, nämlich quadratischen Grundriß mit 30 cm Kantenlänge und achteckigen mit 30 cm Durchmesser des einbeschriebenen Kreises. In jeder Gruppe wurden unbewehrte Säulen und Säulen gleicher Längsbewehrung aber mit verschiedener Querbewehrung untersucht. In Hundertteilen des Betonquerschnittes ausgedrückt war die Bewehrung jedoch bei beiden Querschnittsformen annähernd gleich.

Als Querbewehrung wurden weit und eng

gestellte Bügel, Ringe und schraubenförmige Umschnürung mit einer Ganghöhe gleich den Bügelabständen verwendet.

Im ganzen sind bei 13 Säulenarten und je 3 Versuchskörpern 39 Säulen zur Prüfung gelangt und 24 Würfel von 20 cm Kantenlänge zur Ermittlung der Würfelfestigkeit.

Alle Säulen erhielten stark bewehrte Kopf- und Fußausbildung zur Verhinderung der Zerstörung der Säulen am Ende.

Damit eine völlige Einhüllung der Eisen bei der teilweise dichten Umschnürung erzielt wurde, kam Gußbeton zur Verarbeitung. Sämtliche Säulen sind auch in einer Arbeitsschicht hergestellt worden in der Absicht, für alle Versuchskörper die gleichen Verhältnisse bei der Anfertigung, Erhärtung und Prüfung zu erreichen und den Einfluß der Wärme und Feuchtigkeit der Luft möglichst auszuschalten. Die Säulen wurden stehend hergestellt, blieben 14 Tage in der Schalung und wurden dann liegend aufbewahrt. Der verwendete Beton war Kiesbeton aus Perlmoser Zement, Donausand und Kies.

Nach dem Arbeitsplan sollte ein Beton mittlerer Güte entsprechend den österreichischen Vorschriften erzielt werden. Auf 1 cbm fertiges Sand- und Steingemenge werden in diesen Vorschriften für den Beton b 350 kg, für den Beton c 280 kg Portlandzement gefordert, entsprechend einer Mischung von 1:4 und 1:5 nach Raumteilen. Die erreichten Mindestfestigkeiten, ermittelt an Würfeln von 20 cm Kantenlänge, sollen dementsprechend nach sechs Wochen 150 und 130 kg/qcm sein.

Nach Angabe des Berichtes wurde eine Mischung 1:5,2 (nach Raumteilen) verwendet oder 290 kg Zement auf 1 cbm Sandgemenge.

Unter der Annahme, daß das Litergewicht des Zementes lose eingefüllt 1,25 kg betrug, errechnet sich die auf 1 cbm Sandgemenge verwendete Zementmenge in der üblichen Weise (s. a. Heft 29 d. Mitt. d. deutsch. Aussch. f. Eisenbeton und Heft 1 der Mitt. d. österr. Ing. und Arch. Vereins) folgendermaßen:

auf 1000 Liter Zuschlagstoffe kommen

$$\frac{1000}{5,2} = 192 \text{ Liter oder } 192 \cdot 1,25 = 240 \text{ kg Zement.}$$

Das sind also 50 kg Zement weniger, als in dem Bericht errechnet. Dort ist nämlich das Litergewicht für den Zement im eingerüttelten Zustande zu 1,53 kg eingesetzt worden. Die auf 1 cbm Sandgemenge zugesetzte Zementmenge beträgt dann zwar $192,153 = 294$ kg, es ist aber die Bezeichnung der Mischung als 1:5,2 nach den üblichen Anschauungen nicht mehr zutreffend.

Es müßte vielmehr mit Rücksicht auf das Verhältnis

$$\frac{1,53}{1,25} = 1,23 \text{ heißen:}$$

1,23 Raumteile Zement + 5,2 Raumteile Sand-
gemenge oder 1 Raumteil Zement + 4,2 Raum-
teile Sandgemenge und der Beton müßte dann
auch die schärferen Bedingungen der österreichi-
schen Vorschriften unter b) erfüllen.

Da es aber weder auf der Baustelle noch im Laboratorium Brauch ist, den Zement bei der üblichen Herstellung von Beton in das Meßgefäß einzurütteln, dürfte die erste Darstellung eher der Wirklichkeit entsprechen.

Es erscheint demnach die verwendete Betonmischung gemessen an den österreichischen Vorschriften im Bericht über die Versuche etwas besser als sie in der Tat war.

Die mit dem erzeugten Beton erreichten Würfelfestigkeiten betrugen:

Bei der Versuchsreihe B (achteckige Säulen)
im Alter von rund 45 Tagen 158 kg/qcm,

im Alter von rund 45 Tagen 158 kg/qcm,
bei der Versuchsreihe A (quadratische Säulen)
im Alter von rund 73 Tagen 136 kg/qcm.

Wenn der Wert für die Reihe A ebenfalls auf ein Alter des Betons von 45 Tagen bezogen wird, ergibt sich nach den Erfahrungen etwa $136 \times 0,85 = 115 \text{ kg/qcm}$.

Die Forderung der österreichischen Vorschriften für den Beton c mit 130 kg/qcm*) ist demnach trotz der geringeren Zementmenge beim Beton der Reihe B weitaus erfüllt, bei der Reihe A wird sie jedoch nicht ganz erreicht. Dabei muß aber eben berücksichtigt werden, daß der Beton auch die vorausgesetzte Zementmenge von 280 kg, wie oben nachgewiesen, nicht enthält, sondern nur 240 kg, sodaß die ermittelte Würfel Festigkeit gemessen an den österreichischen Vorschriften als entsprechend angesehen werden darf.

Da die Ermittlung der auf 1 cbm Zuschlag-
gemenge zur Erzielung einer bestimmten vorge-
schriebenen Druckfestigkeit auch bei Verarbeitung
flüssigen Betons erforderlichen Zementmenge erst
Gegenstand einer besonderen Versuchsreihe des
Deutschen Ausschusses für Eisenbeton war (1915

*) Die neuen deutschen Bestimmungen fordern für Säulen nach 28 Tagen mindestens 180 kg/qcm und nach 45 Tagen mindestens 200 kg/qcm. Im Streitfalle entscheidet die Prüfung in 45 Tagen.

Heft 29 d. Mitt.), erschien es angezeigt, in dem vorliegenden Falle die Vergleichsrechnung in derselben Weise durchzuführen, da sich die in Vorbereitung befindlichen neuen Deutschen Vorschriften hier an die österreichischen anlehnen werden.

Der Zweck der Versuche Saligers war hauptsächlich die Beantwortung folgender Fragen:

1. Welche Beziehung besteht zwischen der Würfel- und Säulenfestigkeit?
2. Welchen Wert haben weit und eng gestellte Querbügel und welchen Wert geschlossene (geschweißte) Ringe?
3. Ist die durchlaufende schraubenförmige Umschnürung den anderen Querbewehrungen überlegen?
4. Inwieweit hängt die Wirkung der Querbewehrung von der Querschnittsform der Säulen ab?

Entsprechend diesen Aufgaben sollen die Ergebnisse und Schlußfolgerungen aus den Versuchen Saligers kurz besprochen werden.

Die erste Frage hat eine von den bisherigen Versuchsergebnissen etwas abweichende Beantwortung erfahren.

Wie in dem Bericht über die Versuche näher ausgeführt ist, ergab sich das Verhältnis $\frac{\sigma_p}{\sigma_w} \left(\frac{\text{Prismenfestigkeit}}{\text{Würfel Festigkeit}} \right) = 1.03$, während bei den bisher ausgeführten Versuchen nach v. Bach und Rudeloff dieser Wert innerhalb der Grenzen von etwa 0,85 bis 0,90 liegt.

Hieraus ist der Schluß berechtigt, daß die großen Unterschiede in dem Verhältnis $\frac{\sigma_p}{\sigma_w}$ bis auf

0,43 herab, wie sie in der Literatur zu finden sind, nicht tatsächlich bestehen, sondern auf verschiedenen festen Beton an sich in Säulen und Würfeln zurückzuführen sind, hervorgerufen durch die abweichenden Herstellungsbedingungen.

Zur Betrachtung der Fragen 2—4 eignet sich am besten die Darstellung der Versuchsergebnisse in übersichtlicher Form. Die nachstehende Zahlentafel enthält die für den Überblick wesentlichen Werte und soll den Vergleich ermöglichen zwischen der Wirkung der Bewehrung verschiedener Art und Stärke, ausgedrückt in Hunderten der Bruchlast der unbewehrten Säulen, und zwar getrennt nach den beiden Querschnittsformen, Quadrat und Achteck.

Zum weiteren Vergleiche sind in der Zahlen-
tafel die bei den Versuchen des D. A. f. E. Heft 28
mit Säulen ähnlichen Querschnitts ermittelten Er-
gebnisse mitangeführt.

Aus ihr ist folgendes ersichtlich:

Steigerung der Bruchlast der Säulen durch die Bewehrung in Hundertteilen der Bruchlast unbewehrter Säulen

V e r s u c h e	Art der Quer- bewehrung	Steigerung der Bruchlast der Säulen durch die Bewehrung in Hunderteilen der Bruchlast unbewehrter Säulen																	
		Quadratische Säulen								Achteckige Säulen									
		Betonquerschnitt F_b qcm	Längseisen Anzahl und Durch- messer mm	F _e		Durchmesser mm	Umfangeisen		Steigerung der Bruch- last der Säulen %	Betonquerschnitt F_b qcm	Längseisen Anzahl und Durch- messer mm	F _e		Durchmesser mm	Umfangeisen		Steigerung der Bruch- last der Säulen %		
				qcm	% von F _b		cm	qcm				% von F _b	qcm		% von F _b				
Versuche über die Tragkraft von Säulen aus Gußbeton mit verschiedenen Querschnitten und Bewehrungen. Prof. Dr.-Ing. R. Saliger. Technische Hochschule Wien.	Bügel	900	4 Ø 23	16,6	1,84	10	24,8	3,3	0,37	24	743	8 Ø 15	14,1	1,90	10	24,8	2,6	0,35	29
	Bügel						7	11,7	1,30	40						7	9,2	1,23	36
	Bügel						3,5	23,3	2,59	54						3,5	18,3	2,46	46
	Geschweißte Ringe						—	—	—	—						3,5	18,3	2,46	65
	Spirale						7	11,7	1,30	40						7	9,2	1,23	64
	Spirale						3,5	23,3	2,59	60						3,5	18,3	2,46	69
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 28. Untersuchungen von Eisenbetonsäulen mit verschiedener Querbewehrung (Dritter Teil). Beton weich verarbeitet. Ausgeführt im Königl. Materialprüfungsamt zu Berlin - Lichterfelde - West. Bericht von Geheimrat Rudeloff.	Bügel	898	4 Ø 20	12,6	1,40	5	4,4	0,5	7,7	900	8 Ø 14	12,3	1,37	5	5,8	0,64	9,6		
						7	8,7	1,0	8,6					7	11,6	1,30	19,8		
						—	—	—	—					12	33,5	3,7	120		
	Diagonalbügel					5	3,0	0,33	2,4					—	—	—	—		
						7	6,0	0,66	2,3					—	—	—	—		
						5	4,4	0,5	0,8					5	5,8	0,64	12		
	Geschweißte Ringe					7	8,7	1,0	9,2					7	11,6	1,3	23		
						5	4,4	0,5	5,2					5	5,8	0,64	14,5		
						7	8,7	1,0	13,2					7	11,6	1,3	15		
	Spirale					—	—	—	—					12	33,5	3,7	120		

Wert des Bügelabstandes und der Bügelstärke.

Die Änderung der Stärke der Querbewehrung sowohl als auch des Bügelabstandes bei gleicher Stärke zeigt sich von wesentlichem Einflusse auf die Höhe der Bruchlast der Säulen.

Bei den Versuchen Rudeloffs entspricht einer Verstärkung der Bügel von 5 auf 7 mm \varnothing bei gleichem Abstände eine nur geringe Steigerung der Festigkeit, dagegen hat die Erhöhung des Bügeldurchmessers auf 12 mm die Bruchlast der Säulen um 120 % gesteigert.

Bei den Versuchen Saligers mit gleichmäßig 10 mm dicken Bügeln ergab sich mit abnehmendem Abstände von 7 auf 3,5 cm ebenfalls eine deutliche Zunahme der Bruchlast sowohl bei quadratischer als auch bei achteckiger Querschnittsform.

Die Schlußfolgerung Saligers, daß die Tragkraft der Säulen weniger von der Art der Umfangsbewehrung als von deren Stärke und Ganghöhe abhängig ist, deckt sich also nicht allein mit den Versuchsergebnissen anderer Forscher, sondern wird auch aus der Zahlentafel in dem Berichte Heft 28 d. Mitt. d. D. A. f. E. in demselben Sinne beantwortet.

Wert der schraubenförmigen Umschnürung gegenüber anderen Querbewehrungen.

Geschweißte Ringe erwiesen sich der Spirale unter denselben Verhältnissen bei achteckigen Säulen (nur bei dieser Querschnittsform wurden geschweißte Ringe verwendet) ebenbürtig.

Die Wirkung der Bügel und fortlaufender Umschnürung von derselben Stärke zeigte sich in der quadratischen Säule nahezu gleich. In der achteckigen Säule war die Wirkung der Bügel, der in quadratischen Säulen annähernd gleich, bei geschlossenen Ringen und Spiralen dagegen scheint die günstige Wirkung des Querschnittes sich bemerkbar zu machen; die Bruchlast ist hier nämlich wesentlich gesteigert worden. Bei den Versuchen des D. A. f. E. Heft 28 hat sich ebenfalls gezeigt, daß der Schluß nicht gezogen werden kann, daß eine Querbewehrung in Form von Spiralen vielfach mehr leistet als dieselbe von Spiralen in Form von Bügeln. Besonders Eisenmenge in Form von Bügeln. Besonders deutlich hat sich bei der achteckigen Querschnittsform die Ringbewehrung in allen angewendeten drei Eisenstärken der Umschnürung als gleichwertig erwiesen.

Einfluß der Querschnittsform auf die Wirkung der Querbewehrung.

Aus der Zusammenstellung ist ersichtlich, daß bei den Versuchen Saligers die achteckige Grundrißform trotz des um 157 qcm kleineren Gesamtquerschnittes bei weitgestellten Bügeln

gleiche oder nur wenig geringere Steigerung der Bruchlast aufwies als die quadratische, bei engen Bügeln und Spiralen aber mit gleichem Prozent der Querbewehrung noch wesentlich größere Steigerung der Bruchlast ergab als die quadratische.

Der Vergleich mit den Ergebnissen der Versuche Rudeloffs läßt ebenfalls erkennen, daß die achteckigen Säulen unter sonst gleichen Vorbedingungen — der Abstand der Ringe und die Ganghöhe der Spiralen ist bei den verglichenen quadratischen Säulen etwas ungünstiger als bei den achteckigen — sich günstiger verhalten als die quadratischen, ein Ergebnis, das aus der Grundrißform folgerichtig erwartet werden kann.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß durch die Versuche Saligers wiederum die Erfahrung bestätigt wird, daß erst bei einer Querbewehrung von über 1 % eine wesentliche Wirkung auf die Bruchlast der Säulen zu erwarten ist. Beim quadratischen Querschnitt nimmt die Wirkung der Querbewehrung auch bei hoher Bewehrung verhältnismäßig langsam zu, die achteckige Querschnittsform bietet dagegen eine erheblich günstigere Ausnützung der Querbewehrung.

Um einen allgemeinen Überblick über die bisher vorliegenden Ergebnisse von Versuchen über die Wirkung der Querbewehrung zu gestatten, ist versucht worden, außer den neuen Versuchen Professor Saligers und Geheimrat Rudeloffs diejenigen von Wayss & Freytag (Prof. Mörsch und Staatsrat v. Bach), von Odorico-Dresden (Kleinlogel), des Eisenbeton-Ausschusses des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins (Mitt. Heft 3) und der französischen Regierungskommission nach möglichst einheitlichen Gesichtspunkten zu betrachten.

Zu diesem Zwecke ist zunächst für die untersuchten Säulen mit achteckigem (bei den österreichischen Versuchen sechseckigem) Querschnitt die Längs- und Querbewehrung in Hundertteilen des gesamten Betonquerschnittes der Säulen ermittelt und dann die Steigerung der Bruchlast der bewehrten Säulen gegenüber den unbewehrten in Hundertteilen der Bruchlast der unbewehrten Säulen berechnet worden.

Dabei wurde der auf die Längseisen entfallende Lastanteil von $P = F_e \cdot \sigma_e$ von der festgestellten Bruchlast abgezogen unter der Annahme einer für alle Versuche gleichen Quetschgrenze für das Eisen von 2500 kg/qcm.

Auf diese Weise ist das Schaubild Fig. 1 entstanden, in welchem die den einzelnen Versuchsreihen zukommenden Linien durch verschiedene Darstellung ersichtlich gemacht sind. Außerdem ist auch die Gerade eingetragen, die die Steigerung der Bruchlast einer querbewehrten Säule gemäß der ministeriellen Vorschrift angibt.

Die Ergebnisse der Versuche der französischen Regierungskommission sind nur durch Doppelkreise ange deutet.

Die Schar der Schaulinien läßt sich annähernd innerhalb zweier divergierender Grenzlinien zusammenfassen, in deren Kern die Wertlinie der Querbewehrung nach den amtlichen Vorschriften teils mehr, teils weniger gut verläuft.

der amtlichen Berechnungsformel weist bei Bewehrungen von 1 bis etwa $1\frac{1}{2}\%$ größere Werte auf, als die Versuche ergaben, während bei den höheren Bewehrungsgraden die Versuchsergebnisse teilweise über den berechneten liegen. Die Wirkungs Zahl 30 der amtlichen Formel erscheint also für diese Fälle noch etwas zu niedrig angenommen.

Die ausgezogenen flachen Linien beziehen sich auf die Ergebnisse der Versuche Saligers und zeigen die verhältnismäßige Steigerung der Bruchlast der Säulen nicht in dem Maße, wie die verglichenen Versuche. Bei der gewählten Darstellungsweise weichen die Wirkungslinien der Querbewehrungen sehr erheblich von der rechnungsmäßigen ab. Einen ähnlichen Verlauf nimmt eine punktierte Linie, die Ergebnisse aus den Versuchen der Fa. Wayss & Freytag (1915) darstellt. Im übrigen weisen die Schaulinien eine Richtung auf, die sich durch die beiden auseinanderstrebenden Grenzlinien zusammenfassen läßt und innerhalb deren die Wirkungslinie der Querbewehrung nach der amt-

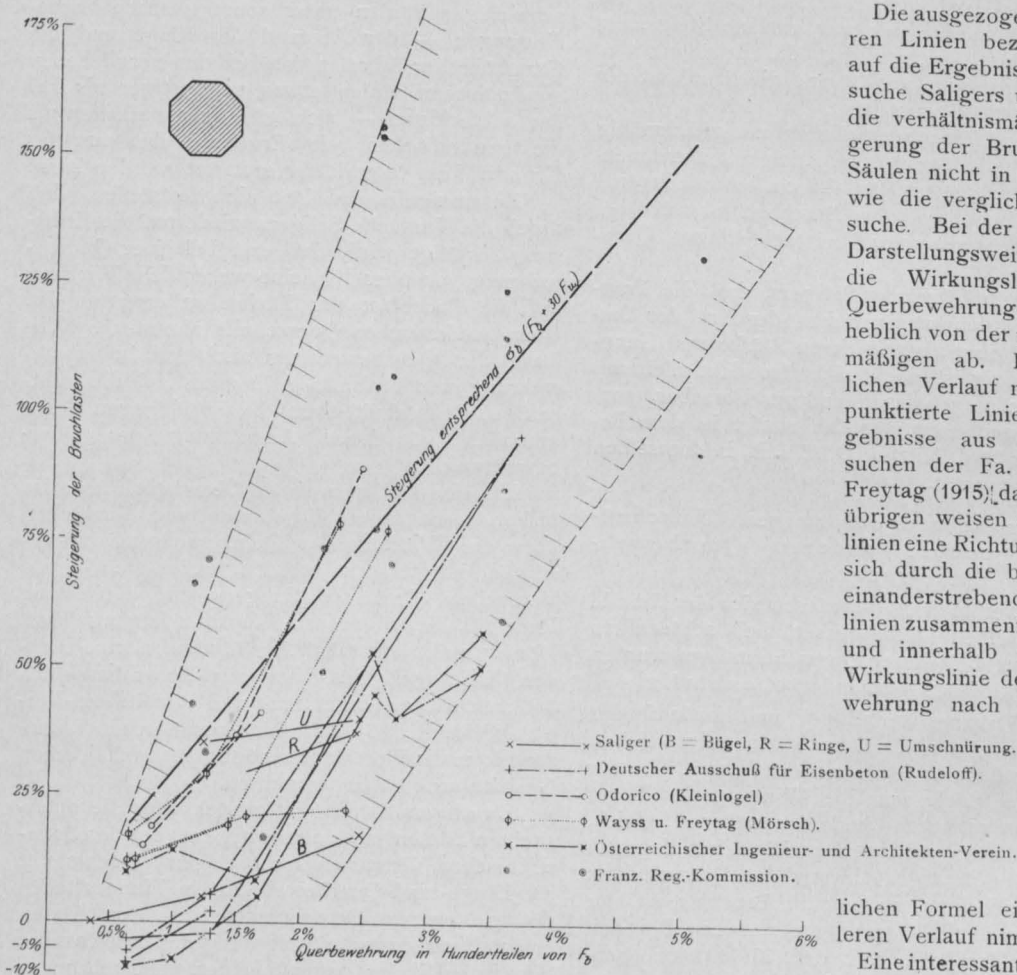


Fig. 1. Steigerung der Bruchlast der Säulen durch die Querbewehrung in Hundertteilen der Bruchlast der unbewehrten Säulen beim achteckigen Querschnitt.

Wenn man für die allgemeine Betrachtung der Ergebnisse die etwaigen Einflüsse der Länge der Versuchskörper, der Vorarbeitungsweise des Betons und der mäßigen Querschnittsunterschiede auf die Wirkung der Querbewehrung für die Steigerung der Bruchlast der Säulen unberücksichtigt läßt, darf man aus dem Schaubild etwa folgendes entnehmen:

Die Wirkungslinie der Querbewehrung gemäß

lichen Formel einen mittleren Verlauf nimmt.

Eine interessante Erscheinung in dem Schaubild bilden die Linienäste, die unterhalb der Abszissenachse verlaufen, also eine ungünstige Wirkung der

Querbewehrung entsprechend einer Abnahme der Bruchlast der bewehrten Säulen gegenüber den unbewehrten anzeigen. Sie treten bei den Versuchsergebnissen des D. A. f. E. Heft 28 und des Eisenbetonausschusses des österreich. Ing. u. Arch. Ver. deutlich in Erscheinung, auch bei der Versuchsreihe Saligers mit Bügeln wird die Wirkung der Querbewehrung zuerst auf 0 herabgedrückt.

Diese Erscheinung ist gemäß dem von Rudeloff gegebenen Schema über den Einfluß des Bewehrungs (s. Heft 34 d. Mitt. d. D. A. f. E. S. 1/2 und B. u. E. 1915 Heft IX/X S. 132) mit einer Verminderung der Säulenfestigkeit infolge verringerter Betonfestigkeit gegenüber derjenigen im unbewehrten Prisma zu erklären. An den Punkten, wo die Schaulinien die Abszissenachse schneiden, wäre diese Festigkeitsminderung des Betons durch das Bewehren gerade so groß, wie die Steigerung der Säulenbruchlast durch die Bewehrung.

In derselben Weise ist in dem Schaubild Fig. 2 die Wirkung der Querbewehrung bei quadratischen Säulen zur Darstellung gebracht worden.

Die gleiche Erscheinung der Verminderung der Bruchlast der Säulen durch das Bewehren

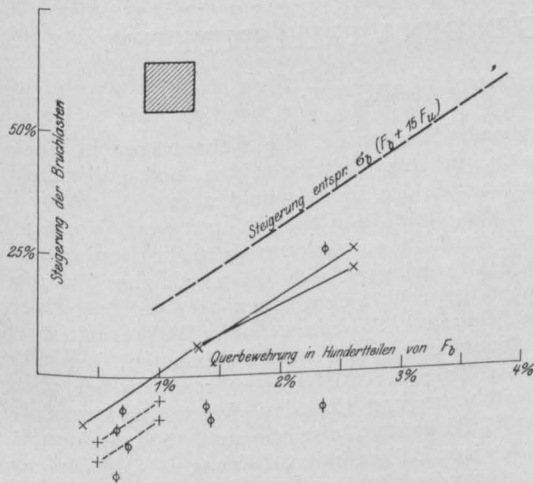


Fig. 2.

Steigerung der Bruchlast durch die Querbewehrung beim quadratischen Querschnitt.

zeigt sich hier in besonders auffälliger Weise, und zwar liegen die Wirkungslinien aus den Versuchsergebnissen Heft 28 d. D. A. f. E. überhaupt unterhalb der Abszissenachse, die aus den Versuchen der Fa. Wayss & Freytag ebenso sämtlich bis auf einen Wert. Die Schaulinie der Wirkung der Querbewehrung bei den Versuchen Saligers trifft erst bei Bewehrung von etwa 1% die Abszisse und hat damit erst den Abfall ausgeglichen, der durch das Bewehren überhaupt verursacht angenommen werden kann.

Im übrigen verlaufen die Wirkungslinien für die quadratischen Säulen ziemlich flach und lassen keine wesentliche Steigerung der Bruchlast erkennen. Auch die durch eine Gerade angedeutete Steigerung entsprechend einer Formel

$$\sigma_b \cdot (F_b + 15 F_u),$$

wie sie Saliger durch die Ergebnisse seiner Versuche als annähernd erreicht ansieht, liegt bei der gewählten Darstellungsweise erheblich über den Versuchsergebnissen.

Zusammenfassend läßt sich aus den beiden Schaubildern die Anschauung stützen, daß die Querbewehrung bei quadratischer Grundrißform der Säule unverhältnismäßig wenig zur Wirkung kommt. Die durch die amtlichen Vorschriften festgelegte Berechnungsweise der zulässigen Belastung unter Einbeziehung der Querbewehrung nur bei bestimmten Bewehrungsverhältnissen erscheint durch die bisherigen Versuchsergebnisse voll begründet.

Bei höherer Bewehrung liegt jedoch die Wirkungszahl der Querbewehrung für die achteckigen Säulen anscheinend über 30, so daß sich gegebenenfalls eine Erhöhung dieser Zahl rechtfertigen läßt.

Während sich vorstehende Arbeit in Druck befand, erschienen die neuen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, aufgestellt vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton Oktober 1915. Wenn sie auch von den amtlichen Stellen noch nicht als maßgebend übernommen worden sind, ist ihre Einführung doch in nächster Zeit zu erwarten. Es ist daher angebracht, anschließend kurz darauf hinzuweisen, wie weit die vorstehenden Ausführungen eine Ergänzung oder Erläuterung jener Vorschriften bieten können.

In § 17 Ziffer 7 ist folgende Formel für die Berechnung der zulässigen zentrischen Last bei umschnürten Säulen und anderen umschnürten Druckgliedern mit kreisförmigem Kernquerschnitt festgelegt:

$$P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 F_s).$$

Hierin bedeutet F_k den Querschnitt des umschnürten Kerns (durch die Mitte der Querbewehrungseisen begrenzt), $F_s = \frac{\pi \cdot D \cdot f}{s}$, wenn D den

mittleren Krümmungsdurchmesser der Querbewehrungseisen, f den Querschnitt der letzteren und s ihren Abstand in Richtung der Säulenachse (von Mitte bis Mitte) bezeichnet.

Dabei muß sein $(F_k + 15 F_e + 45 F_s) \leq 2 F_b$.

Demnach ist die Wirkungszahl der Querbewehrung bei kreisförmig umschnürtem Kernquerschnitt gegenüber der bisherigen Berechnungsweise von 30 auf 45 erhöht eingesetzt. Diese Erhöhung wird durch die in Fig. 1 gegebene Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen mit der rechnerisch ermittelten (nach der bisherigen Formel) Wirkung der Umschnürung anschaulich gestützt, und in den Schlußfolgerungen als gerechtfertigt erkannt.

Als wichtig und einschränkend ist jedoch die Bestimmung hervorzuheben, daß als umschnürte Säulen nur solche anzusehen sind, welche mit Querbewehrung nach der Schraubenlinie (Spiralbewehrung) und gleichwertigen Wicklungen-Gleichwertigkeit ist nachzuweisen) oder mit Ring

bewehrung versehen sind und kreisförmigen Kernquerschnitt besitzen. Das Verhältnis der Ganghöhe der Schraubenlinie oder des Abstandes der Ringe zum Durchmesser des Kernquerschnitts muß kleiner als $\frac{1}{5}$ sein. Der Abstand der Schraubenwindungen oder der Ringe soll nicht über 8 cm hinausgehen, die Längsbewehrung (F_s) soll mindestens $\frac{1}{3}$ der Querbewehrung (F_s) sein.

Es kann einer besonderen Erörterung vorbehalten bleiben, wie sich die dargestellten Versuchsergebnisse zu den rechnerischen Ermittlungen auf Grund dieser neuen Vorschriften verhalten.

Auch die Beziehung der zulässigen Last auf den Kernquerschnitt, die von verschiedenen Forschern (Emperger, Mörsch u. a.) als allein richtig angesehen wird, ist nunmehr in den Vorschriften festgelegt, während bei der hier gewählten Darstellung der gesamte Querschnitt zugrunde gelegt wurde.

Ferner wird gemäß § 17 Ziffer 8 quadratischen und rechteckigen Umschnürungen eine Erhöhung der Tragfähigkeit nicht zuerkannt. Diese Bestimmung findet auch in dem Schaubild Fig. 2 eine wesentliche Stütze.

TABELLEN ZUR SCHNELLEN ERMITTLUNG DER MOMENTE KONTINUIERLICHER TRÄGER BEI BELASTUNG IN DEN VIERTELSPUNKTEN.

Von Dipl.-Ing. Fritz Baltrusch, Langfuhr.

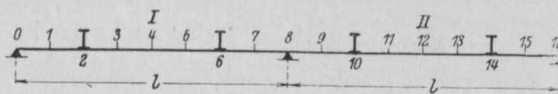
Bekanntlich liefert die Berechnung der Hauptträger von Eisenbetondecken unter der Annahme einer indirekten Übertragung der Plattenlasten durch die Nebenträger erheblich kleinere Momente, als wenn mit einer direkten Lastübertragung des benachbarten Deckenstreifens gerechnet wird. Die erstere Berechnungsweise ist durch den konstruktiven Aufbau der Massivdecken durchaus gerechtfertigt und muß sogar eingeschlagen werden, wenn man die übliche Annahme freier Auflagerung der einzelnen Konstruktionsteile folgerichtig durchführt. Sie wird daher wohl auch überall in der Praxis angewendet.

Für die Anzahl der anzuordnenden Nebenträger sind die Spannweite der Hauptträger und die zweckmäßige Dimensionierung der Platte, diese abhängig von der Größe der Nutzlast, maß-

gebend. Man ordnet die Nebenträger in Feldmitte, in den Drittelpunkten und, allerdings seltener, in den Viertelpunkten an.

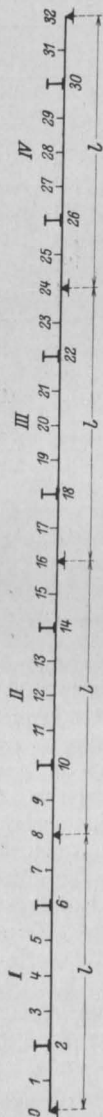
Die letzte Anordnung bietet große Vorzüge, auf die kurz aufmerksam gemacht werden soll. Einmal verringern sich die maximalen Feldmomente gegenüber denjenigen bei einer Trägerlage in Feldmitte. So beträgt beim Balken mit zwei Öffnungen das maximale Feldmoment bei mittleren Trägern 0,2031 P l, während es bei einer Lastübertragung in den Viertelpunkten nur 0,1717 P l beträgt, also um rund 15 % kleiner ist. Für einen Balken mit 3 Öffnungen sind die entsprechenden Zahlen 0,2125 P l und 0,1790 P l für die Endfelder, und 0,1750 P l bzw. 0,1375 P l für die Mittelfelder, was einer Abnahme von 16 % und 23 % entspricht. Bei beschränkter Kon-

Kontinuierliche Träger mit 2 Öffnungen.



Laststellung	Momente in Schnitt								
	1	2	3	4	5	6	7	8	
2	0,0865	0,1729	0,1344	0,0957	0,0573	0,0187	-0,0200	-0,0586	× P l
6	0,0210	0,0420	0,0631	0,0840	0,1050	0,1260	0,0220	-0,0820	"
10	-0,0103	-0,0205	-0,0307	-0,0410	-0,0513	-0,0615	-0,0718	-0,0820	"
14	-0,0073	-0,0146	-0,0219	-0,0293	-0,0365	-0,0438	-0,0512	-0,0586	"
Feld I	0,1075	0,2149	0,1975	0,1797	0,1623	0,1446	0,0020	-0,1406	"
Feld II	-0,0176	-0,0351	-0,0527	-0,0703	-0,0879	-0,1054	-0,1230	-0,1406	"
Total	0,0899	0,1797	0,1447	0,1094	0,0743	0,0391	-0,1211	-0,2812	× G l

Kontinuierlicher Träger mit 4 Öffnungen.



Last- stellung	Momente in Schnitt															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
2	0,0860	0,1718	0,1328	0,0936	0,0546	0,0154	-0,0236	-0,0628	-0,0528	-0,0429	-0,0329	-0,0230	-0,0130	-0,0030	0,0069	0,0167
6	0,0203	0,0405	0,0608	0,0810	0,1012	0,1215	0,0167	-0,0879	-0,0741	-0,0601	-0,0462	-0,0323	-0,0184	-0,0044	0,0094	0,0234
10	-0,0089	-0,0178	-0,0267	-0,0355	-0,0444	-0,0533	-0,0622	-0,0711	-0,0261	0,1232	0,0955	0,0677	0,0399	0,0121	-0,0157	0,0435
14	-0,0049	-0,0099	-0,0148	-0,0197	-0,0246	-0,0295	-0,0344	-0,0394	0,0128	0,0136	0,0403	0,0668	0,0934	0,1199	0,0215	-0,0770
18	0,0024	0,0048	0,0072	0,0096	0,0120	0,0144	0,0169	0,0193	0,0072	-0,0048	-0,0169	-0,0289	-0,0410	-0,0530	-0,0650	0,0770
22	0,0014	0,0027	0,0041	0,0055	0,0068	0,0083	0,0096	0,0109	0,0042	-0,0026	-0,0094	-0,0163	-0,0231	-0,0300	-0,0367	0,0435
26	-0,0007	-0,0015	-0,0022	-0,0029	-0,0036	-0,0044	-0,0051	-0,0059	-0,0022	0,0014	0,0052	0,0088	0,0124	0,0160	0,0197	0,0234
30	-0,0005	-0,0011	-0,0016	-0,0021	-0,0026	-0,0031	-0,0037	-0,0042	-0,0016	0,0010	0,0037	0,0063	0,0089	0,0116	0,0142	0,0167
Feld I	0,1062	0,2123	0,1936	0,1746	0,1558	0,1369	-0,0063	-0,1507	-0,1269	-0,1030	-0,0791	-0,0553	-0,0314	-0,0074	0,0163	0,0401
Feld II	-0,0138	-0,0276	-0,0415	-0,0552	-0,0690	-0,0828	-0,0966	-0,1115	0,0133	0,1368	0,1358	0,1345	0,1333	0,1319	0,0058	-0,1205
Feld III	0,0037	0,0075	0,0113	0,0151	0,0188	0,0227	0,0264	0,0302	0,0114	-0,0074	-0,0263	-0,0452	-0,0641	-0,0830	-0,1017	-0,1205
Feld IV	-0,0012	-0,0025	-0,0038	-0,0050	-0,0062	-0,0075	-0,0088	-0,0101	-0,0038	-0,0024	0,0089	0,0151	0,0213	0,0276	0,0339	0,0401
Total	0,0949	0,1897	0,1596	0,1295	0,0996	0,0693	-0,0858	-0,2411	-0,1060	0,0288	0,0393	0,0491	0,0591	0,0691	-0,0457	-0,1607

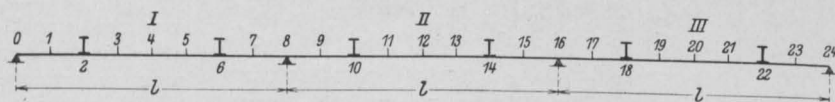
struktionshöhe wird sich daher die Anordnung der Nebenträger in den Viertelspunkten empfehlen.

Man ist dann nicht gezwungen, eine kleine Trägerhöhe durch doppelte Armierung zu erreichen, was bekanntlich unwirtschaftlich ist. Dann bietet diese Trägeranordnung den großen konstruktiven Vorteil vor den übrigen, daß eine Kreuzung der vielen aufgebogenen Eisen der Haupt- und Nebenträger über der Stütze vermieden wird. Dadurch wird namentlich bei stark bewehrten Trägern eine bedeutende Erleichterung in der sachgemäßen Ausführung erzielt.

Die Ermittlung der Momente läßt sich bei Lastübertragung in den Drittels- und Viertelspunkten leicht mit Hilfe der Griotschen Tabellen ausführen. Um auch eine schnelle Berechnung bei Lastübertragung in den Viertelspunkten zu ermöglichen, sind nebenstehende Tabellen aufgestellt. Die Ausrechnung der Einflußlinien ist auf die Laststellungen in den Viertelspunkten beschränkt worden, weil sie zwischen den Nebenträgern geradlinig verlaufen. Eine beliebig angreifende Last kann daher wie beim Balken auf 2 Stützen auf die benachbarten Träger verteilt werden. Bei den Zusammenstellungen für die Feldbelastungen ist zu bemerken, daß die Annahme einer gleichen Belastung aller Viertelspunkte gemacht ist. Das trifft allerdings nicht zu, da die Last in den äußeren Punkten der Endfelder kleiner, die Nutzlast z. B. nur $\frac{3}{4}$ mal so groß ist. Für die Überschlagsrechnung kann man diese Werte jedoch gebrauchen, zumal zugunsten der Sicherheit gerechnet wird. Es ist jedoch ein Leichtes, durch Reduktion der entsprechenden Ordinaten die genauen Werte festzustellen. Ferner ermöglichen die

Tabellen eine schnelle Aufzeichnung der Maximalmomentenkurve, nach welcher man die richtige Verteilung der notwendigen Eisen und die Anordnung der Aufbiegungen vornehmen kann.

Kontinuierlicher Träger mit 3 Öffnungen.



Laststellung	Momente in Schnitt.												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
2	0,0860	0,1719	0,1329	0,0937	0,0547	0,0156	-0,0235	-0,0625	-0,0527	-0,0430	-0,0332	-0,0234	× P I
6	0,0203	0,0406	0,0609	0,0812	0,1016	0,1219	0,0173	-0,0875	-0,0738	-0,0601	-0,0465	-0,0328	
10	-0,0090	-0,0180	-0,0270	-0,0359	-0,0449	-0,0539	-0,0629	-0,0719	0,0258	0,1234	0,0961	0,0687	
14	-0,0051	-0,0102	-0,0152	-0,0203	-0,0254	-0,0304	-0,0356	-0,0406	-0,0133	0,0141	0,0414	0,0687	
18	0,0027	0,0055	0,0082	0,0109	0,0136	0,0164	0,0190	0,0219	0,0080	-0,0055	-0,0192	-0,0328	
22	0,0020	0,0040	0,0059	0,0078	0,0098	0,0117	0,0137	0,0156	0,0059	-0,0039	-0,0136	-0,0234	× P I
Feld I	0,1063	0,2125	0,1938	0,1749	0,1563	0,1375	-0,0061	-0,1500	-0,1265	-0,1031	-0,0797	-0,0562	
Feld II	-0,0141	-0,0282	-0,0422	-0,0563	-0,0703	-0,0843	-0,0984	-0,1125	0,0125	0,1375	0,1375	0,1375	
Feld III	0,0047	0,0095	0,0141	0,0187	0,0234	0,0281	0,0327	0,0375	0,0140	-0,0094	-0,0328	-0,0562	
Total	0,0969	0,1938	0,1657	0,1375	0,1094	0,0813	0,0718	-0,2250	-0,1000	0,0250	0,0250	0,0250	× G I

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober, Dresden.

L bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

2. Prüfung und Untersuchung.

Schwefelsäureanhydrit in Zement. Von Dr. E. Sack. Verfasser tritt dafür ein, in den Analysen der Zemente die vorkommenden schwefelsauren Salze nicht als Schwefelsäureanhydrit zu berechnen oder anzugeben. Es handle sich doch nicht um diese stärkste Säure, sondern eben um diese schwefelsauren Salze, die daher besser als Gips oder, wenn man damit nicht auszukommen glaube, als „schwefelsaure Salze berechnet als Gips“ angegeben werden sollen. Tonindustrie-Ztg. 1915 Nr. 141.

3. Wirtschaftliches.

II. Theorie.

Kontinuierliche Träger auf 4, 5 und 6 Stützen unter verteilten und Einzellasten. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Theoretische Abhandlung. Der Eisenbau 1915. Nr. 12. — s. L. 1915. Heft 12. II.

Knickfestigkeit und Sicherheitsgrad. Rasttagsbetrachtungen von Oberleutnant Dr.-Ing. Gümbel. An der Hand der Tetmajerschen Versuche wird gezeigt, daß das Knickungsproblem nichts anderes ist, als das Problem des exzentrisch belasteten oder des im unbelasteten Zustande bereits gebogenen Stabes. Alsdann wird der Begriff des Sicherheitsgrades einer Konstruktion erklärt und die Gleichungen zur Berechnung der zulässigen Knickbelastung werden aufgestellt und an zwei Zahlenbeispielen erläutert. Zeitschrift d. Vereins Deutscher Ingenieure. 1915. Nr. 52.

Kreuzlinienabschnitte. Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. M. Die Ausführungen befassen sich mit der graphischen Ermittlung von Kreuzlinienabschnitten bei Streckenbelastung, d. h. mit der Bestimmung jener auf den Auflagerlotrechten kontinuierlicher Balken gemessenen Strecken, die in bekannter Weise mittels ihrer zugehörigen Kreuzlinien zur Bestimmung der Schlußliniensenkung dienen. Mit Abb. Beton u. Eisen 1915. Heft XIX/XX.

Welchen Einfluß übt der Grad der statischen Unbestimmtheit eines Systems auf dessen Querschnittsbemessung aus? Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann, Berlin. Verfasser unter-

sucht diese Frage an der Ausbildung der Füße des dreistieligen Rahmens. Nach der theoretischen Untersuchung zeigt er an einem konkreten Beispiel, wie sich die Gewichte der Rahmen bei den einzelnen Systemen der statischen Unbestimmtheit zueinander verhalten. Er weist an der Hand dieses Ergebnisses darauf hin, wie die umfangreiche Rechenarbeit wirtschaftlich durch die Materialersparnis weit aufgehoben wird. Der Eisenbau. 1915. Nr. 11.

Gekrümmte Erdgleitflächen. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Biebrich a. Rh. Die Rankinesche Erddrucktheorie rechnet nur mit geraden Gleitlinien; die Praxis verlangt jedoch meist die Voraussetzung einer gekrümmten Gleitfläche. Verfasser gibt nun ein Verfahren an, das eine einfache und genaue Errechnung der Form und Wirkung gekrümmter Gleitflächen ermöglicht. Beton u. Eisen. 1915. Heft XIX/XX.

Formeln zur statischen Berechnung rechteckiger Tunnel. Von O. Gottschalk, Beratender Ingenieur, Buenos Aires. Es werden eine Anzahl Formeln zusammengestellt für rechteckige Eisenbetontunnel, die in offener Baugrube auf unzuverlässigem Baugrund hergestellt sind, wo eine gleichmäßige Verteilung der Auflasten über den Boden von Bedeutung ist. Die Formeln sind anwendbar für Durchlässe und rechteckige Leitungen aller Art, mit umgekehrten Vorzeichen auch für Übergänge, Aquadukte usw. Beton u. Eisen. 1915. Heft XIX/XX.

Die Füße der Eisenbetonstützen. Von Dip.-Ing. O. Henkel, Magdeburg. Verfasser weist darauf hin, daß noch heute die Fundamente und Füße für Eisenbetonstützen sehr mangelhaft ausgeführt werden. Bei den Füßen aus Stampfbeton wird zwar die Größe der Sohlfläche, nicht aber die innere Spannung des Betons ermittelt; die Füße aus Eisenbeton werden unter völliger Ausnutzung der zulässigen Biegebbeanspruchungen, aber ohne Berücksichtigung der nicht unerheblichen Scherspannungen, berechnet. Unter Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte wird die Berechnung von Säulenfüßen nach den zwei im allgemeinen üblichen Anordnungen vorgeführt, 1. die Stütze steht lose auf einem Stampfbetonfundament, 2. die Stütze trägt einen mit dem Stützenende fest verbundenen Eisenbetonfuß, der als kreuzweise bewehrte Platte ausgebildet ist. Beton u. Eisen. 1915. Heft XIX/XX.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Ein Versuch mit einer kreuzweise bewehrten Deckenplatte (System Kiefer). Von Ing. W. Lasinski, Wien. Nachdem die wirtschaftlichen und technischen Vorteile dieser kreuzweise bewehrten Decken, bei denen für die Herstellung der Eiseneinlagen in der einen Richtung fertige Normalbalken dienen und die leicht unterstützt

die Schalung für den weiteren Bau abgeben, eingehend besprochen worden sind, wird mit Abb. ihre Herstellung näher beschrieben und die Belastungsprobe zweier Versuchsdecken ausführlich mitgeteilt. Beton u. Eisen. 1915. Heft XIX/XX.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Neue Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und Beton. Diese neuen, im Oktober 1915 herausgegebenen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton werden in den wichtigsten Punkten mit den noch bestehenden amtlichen preußischen und österreichischen Bestimmungen verglichen. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1915. Heft 50. — L. 1915. Heft 12. IV.

Neue deutsche Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton. Eine kurze Besprechung der neuen vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton vorgeschlagenen Bestimmungen. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1915. Nr. 21.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Pökelbottiche. Von H. Häufler. Treibwirkungen an aus dichtem Beton hergestellten Pökelbottichen werden auf das magnesiahaltige Pökelsalz zurückgeführt. Tonindustrie-Ztg. 1915. Nr. 140.

Einige neuere Unfälle von Eisenbetonbauten. Von Ing. Ernst Schick. Verfasser bespricht an der Hand der Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und der amerikanischen Literatur die Ursachen einer Anzahl interessanter Unfälle. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1915. Heft 50.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Eisenbetonkonstruktionen des Neubaus „Drei Linden“ in Leipzig-Lindenau. Von Dipl.-Ing. Ad. Rapaport, Berlin-Wilmersdorf, s. Zt. technischer Leiter der Gesellschaft für Spezialbauausführungen m. b. H., Berlin. Von den Ausführungen ist besonders der große Saal, bei dem als Zweigelenkbogen ausgebildete Rahmenbinder von 27,52 m Spannweite angewendet wurden. Der Aufsatz bringt Angaben über die statische Berechnung, die konstruktive Durchbildung und die Bauausführung des Neubaus. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1915. Heft XIX/XX.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Neue Eisenbeton-Brücken im oberen Siegtal. Von H. J. Kraus, Ingenieur der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düssel-

dorf. Eine ganze Anzahl architektonisch schöner Bogen- und Balkenbrücken werden mit Abbildungen näher beschrieben. Angaben über Berechnung, konstruktive Ausbildung, Bauausführung und Einzelheiten. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1915. Nr. 21—23.

Neubau der Acherreggbrücke über die See-Enge des Vierwaldstätter Sees bei Stansstad. Von Prof. A. Rohn, Zürich. In der ausführlichen Beschreibung dieser eisernen Brücke finden sich mit Abbildungen nähere Angaben über die Brückenbahnbedecke, die als Eisenbetonplatte unmittelbar ohne Zwischenkonstruktion auf den zwei Hauptträgern ruht. Schweizerische Bauzeitung 1915. Bd. 66. Nr. 23 u. 24.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Die Wasserkraftanlagen in Michigan (N.-A.). Von Frank C. Perkins, Buffalo. Dieser Bau zeichnet sich durch große Erdbewegungen und Felssprengungen sowie durch den interessanten Betonierungsbetrieb aus, die beide mit Abbildungen kurz beschrieben werden. Beton u. Eisen 1915, Heft XIX/XX.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

VI. Allgemeine Fragen.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Unverdeckte Gruben auf Baustellen begründen dann keine Haftpflicht, wenn jemand nachts die Baustelle betritt und hierbei zu Schaden kommt.

Urteil des Reichsgerichts vom 11. November 1915.

Leipzig, 11. November. (Nachdruck verboten.) § 367, 12 des StGB. lautet: „Bestraft wird, wer an Orten, an welchen Menschen verkehren, Brunnen, Keller, Gruben, Öffnungen oder Abhänge dergestalt unverdeckt oder unverwahrt läßt, daß dadurch Gefahr für andere entstehen kann.“ Bei der Auslegung dieses Paragraphen können insofern Zweifel entstehen, als aus ihm nicht klar ersichtlich ist, ob eine Baustelle in der Nachtzeit ein Ort ist, „an welchem Menschen verkehren“. In der folgenden Entscheidung hat das Reichsgericht diese Frage verneint.

Eine chemische Fabrik ließ im Jahre 1913 in Chemnitz einen Fabrikanneubau ausführen. Mit der Lieferung von Maschinen war ein gewisser S. betraut. Am 29. November wurde in einer in der Nähe liegenden Schankwirtschaft der sogenannte Hebeschmaus abgehalten, an dem u. a. der Geschäftsführer der chemischen Fabrik, ein am Neubau beteiligter Architekt und S. teilnahmen. Abends gegen 9 Uhr kam S. der Gedanke, auf dem Neubau eine Maschine zu inspizieren, die am Tage vorher dort abgelesen war. Er teilte dies dem ebenfalls anwesenden Bauführer M. mit, welcher jedoch unter Hinweis auf die schon eingetretene Dunkelheit ihm davon abriet. Trotzdem begab sich S. in Begleitung des erwähnten Geschäftsführers und des Architekten unter Mitnahme einiger Laternen auf den Neubau, wo er in eine zwei Meter tiefe, mit Beton ausgemauerte unverdeckte Klärgrube fiel. Hierbei brach er sich das Schlüsselbein und mehrere Rippen, sodaß er mehrere Monate ganz oder zum Teil arbeitsunfähig war. Er wandte sich nun mit einem Schreiben an M., in welchem er anfragte, wie es denn mit einem eventuellen Schadenersatz stünde. M. antwortete mit einer Klage auf Feststellung, daß er dem S. zu keinerlei Schadenersatz verpflichtet sei.

Das Landgericht Chemnitz und das Oberlandesgericht Dresden gaben der Klage statt, letzteres mit folgender Begründung: Es ist allerdings richtig, daß sich für den Kläger sowohl aus dem § 367, 12 StGB. wie auch aus dem § 67 der Unfallverhütungsvorschriften

der sächsischen Bauwerksberufsgenossenschaft die Verpflichtung ergibt, alle Gruben auf der Baustelle entweder verdeckt oder eingezäunt zu halten. Hier erhebt sich aber die Frage, ob diese Verpflichtung auch zur Nachtzeit, wo kein Verkehr besteht, existiert. Das Gericht glaubte diese Frage verneinen zu sollen. Der Kläger brauchte nicht damit zu rechnen, daß irgend jemand nachts die Baustelle betreten würde; er brauchte diese Möglichkeit um so weniger ins Auge zu fassen, als zu der nach Feierabend abgesperrten Baustelle nur er selber und ein Sohn des Beklagten einen Schlüssel hatte. Es muß davon ausgegangen werden, daß während der Nacht niemand auf dem Bau etwas zu suchen hat; Besichtigungen können bei Tageslicht vorgenommen werden. In dieser Beziehung brauchte für den Kläger die Baustelle nicht als ein Ort zu gelten, „an welchem Menschen verkehren“. Es genügt demnach, um den gesetzlichen Vorschriften Genüge zu tun, wenn die Gruben morgens vor Beginn der Arbeit zugedeckt wurden. — Auch der Einwand des Beklagten, daß von seiten des Klägers eine schuldhaft Körperverletzung vorliege, ist nicht anzuerkennen. Die Gruben nachts nicht zugedeckt zu halten, schließt aus den angegebenen Gründen kein Verschulden in sich. Hinzu kommt, daß der Beklagte von den Gruben Kenntnis hatte, woraus sich wohl erklärt, daß ihn der Kläger vor dem Betreten der Baustelle nicht ausdrücklich davor gewarnt hat. Kannte der Beklagte die Gruben, so ergab sich für ihn unter den obwaltenden Umständen erst recht die Pflicht, aufzupassen. Dies scheint er auch getan zu haben, da er auf dem Hinwege die Gruben vermindert und erst auf dem Rückwege in eine derselben hineinstürzte. — Aber selbst wenn man sich auf den Standpunkt stellt, daß der Kläger die Verpflichtung gehabt hätte, die Gruben auch nachts verdeckt zu halten, so ist auch unter diesem Gesichtspunkt sein Verschulden im Vergleich zu der Handlungsweise des Beklagten minimal zu nennen. In dem nächtlichen Besuch der Baustelle durch den Beklagten kann nur eine Unbesonnenheit erblickt werden.

Die gegen diese Entscheidung von seiten des Beklagten beim Reichsgericht eingelegte Revision wurde in der heutigen Verhandlung vor dem VI. Zivilsenat des höchsten Gerichtshofes als unbegründet zurückgewiesen. (Aktenzeichen VI. 239/15).

Sk.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.